

FACULTAD DE INGENIERÍA

Carrera de Ingeniería Civil

“Mejoramiento del diseño estructural para
optimizar el presupuesto en la edificación: "Fabrica Molitalia-Los
Olivos", Lima 2019.”

Tesis para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

Autor:

Miriam Karen Garcia Campos

Asesor:

Mg. Omart Demetrio Tello Malpartida

Lima - Perú

2019



ACTA DE AUTORIZACIÓN PARA SUSTENTACIÓN DE TESIS

El asesor Omart Demetrio, Tello Malpartida, docente de la Universidad Privada del Norte, Facultad de Ingeniería, Carrera profesional de INGENIERÍA CIVIL, ha realizado el seguimiento del proceso de formulación y desarrollo de la tesis de los estudiantes:

- Garcia Campos, Miriam Karen

Por cuanto, **CONSIDERA** que la tesis titulada: Mejoramiento del diseño estructural para optimizar el presupuesto en la edificación: "Fabrica Molitalia-Los Olivos", Lima 2019 para aspirar al título profesional de: Ingeniero civil por la Universidad Privada del Norte, reúne las condiciones adecuadas, por lo cual, AUTORIZA al o a los interesados para su presentación.

Mg.Omart Demetrio Tello Malpartida

Asesor

ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS

Los miembros del jurado evaluador asignados han procedido a realizar la evaluación de la tesis de los estudiantes: Garcia Campos, Miriam Karen para aspirar al título profesional con la tesis denominada: Mejoramiento del diseño estructural para optimizar el presupuesto en la edificación: "Fabrica Molitalia-Los Olivos", Lima 2019

Luego de la revisión del trabajo, en forma y contenido, los miembros del jurado concuerdan:

☐ **Aprobación por unanimidad**

Calificativo:

☐ Excelente [20 - 18]

☐ Sobresaliente [17 - 15]

☐ Bueno [14 - 13]

☐ **Aprobación por mayoría**

Calificativo:

☐ Excelente [20 - 18]

☐ Sobresaliente [17 - 15]

☐ Bueno [14 - 13]

☐ Desaprobado

Firman en señal de conformidad:

Ing. Gabriel Carbonel Reyes

Jurado

Presidente

Ing. Jorge Luis Canta Honores

Jurado

Ing. Victor Garcés Díaz

Jurado

DEDICATORIA

A Dios por guiar y bendecir mi camino en todo momento, por haberme permitido llegar hasta este momento tan importante de mi formación profesional.

A mi madre, por ser el pilar más importante y por demostrarme siempre su amor y apoyo incondicional.

A mi padre, a pesar de su repentina partida, siento que estás conmigo siempre y aunque nos faltaron muchas cosas por vivir juntos, sé que este momento hubiese sido tan especial para ti como lo es para mí.

A mi esposo, a quien amo infinitamente, y estaré agradecida por que gracias a él pude culminar mi carrera profesional.

A mi hija Marianna, por ser el motor que me impulso a seguir adelante día tras día y luchar por nuestros sueños.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, doy infinitamente gracias a Dios, por haberme dado fuerza y valor para culminar esta etapa de mi vida.

Agradezco también el soporte y la confianza brindada por parte de mi esposo Rafael, que sin duda alguna en el trayecto de mi vida profesional me ha demostrado su amor incondicional, orientándome a dar lo mejor de mí y a celebrar mis triunfos.

A mi asesor el Ing. Omart Demetrio Tello Malpartida, por ofrecerme su tiempo, criterio metodológico y técnico para el desarrollo de la investigación de tesis.

Gracias a todos los que me brindaron su ayuda en este proyecto.

Tabla de contenidos

ACTA DE AUTORIZACIÓN PARA SUSTENTACIÓN DE TESIS	2
ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS	3
DEDICATORIA	4
AGRADECIMIENTO.....	5
ÍNDICE DE TABLAS	8
ÍNDICE DE FIGURAS	9
ÍNDICE DE ECUACIONES	10
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	13
1.1. Planteamiento y Delimitación del Problema.....	13
1.1.1. Realidad problemática	13
1.2. Formulación del problema.....	15
1.3. Importancia y Justificación del Estudio	16
1.4. Delimitación del Estudio	18
1.5. Objetivos	19
1.6. Hipótesis	20
1.6.1. Hipótesis general.....	20
1.6.2. Hipótesis específicas.....	20
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO.....	21
2.1. Antecedentes.....	21
2.2. Definición conceptual	27
CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO	38
3.1. Identificación de variables.....	38
3.2. Operacionalización Variables	38
3.3. Metodología.....	40

3.4.	Tipo de estudio.....	40
3.5.	Diseño de la Investigación.....	40
3.6.	Población de estudio	40
3.7.	Técnicas de recolección de datos	40
3.8.	Procedimiento de análisis de datos	41
CAPÍTULO IV. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN.....		42
CAPÍTULO V. RESULTADOS		75
CAPÍTULO V. DISCUSIÓN.....		85
CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES.....		86
CAPÍTULO VII. RECOMENDACIONES		87
REFERENCIAS		88
ANEXOS		90

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Secciones recomendables para predimensionamiento de vigas	29
Tabla 2 Metodologías de diseño para elementos estructurales	30
Tabla 3 Limites para la distorsion de entrepiso	36
Tabla 4 Operacionalización de variables	38
Tabla 5 Tabla ACI	45
Tabla 6 Peso por categoria.....	45
Tabla 7 Predimensionamiento de columnas D-1	46
Tabla 8 Irregularidades estructurales en altura	50
Tabla 9 Irregularidades estructurales en planta	51
Tabla 10 Resumen de parámetros	53
Tabla 11 Periodos de la estructura D-1	54
Tabla 12 Desplazamientos laterales.....	54
Tabla 13 Resumen de metrado en columnas D-1	59
Tabla 14 Resumen de metrado en vigas D-1	59
Tabla 15 Predimensionamiento de columnas D-2	62
Tabla 16 Resumen de parámetros D-2.....	65
Tabla 17 Desplazamientos laterales máximos D-2.....	67
Tabla 18 Momentos flectores y área de acero de la viga V-1 de los tramos 6-5 y 5-4.....	68
Tabla 19 Momentos flectores y área de acero de la viga V-2.....	69
Tabla 20 Momentos flectores y área de acero de la viga V-3.....	69
Tabla 21 Momentos flectores y área de acero de la viga V-4.....	69
Tabla 22 Tabla de combinaciones	73
Tabla 23 Resumen de metrado acero D-1 y D-2	75
Tabla 24 Prueba t para medias de dos muestras emparejadas del acero.....	76
Tabla 25 Resumen de metrado concreto D-1 y D-2	77
Tabla 26 Prueba t para medias de dos muestras emparejadas del concreto.....	78
Tabla 27 Resumen de metrado de encofrado D-1 y D-2	79
Tabla 28 Prueba t para medias de dos muestras emparejadas del encofrado.....	80
Tabla 29 Presupuesto D-1	82
Tabla 30 Presupuesto D-2.....	82
Tabla 31 Prueba t para medias de dos muestras emparejadas del presupuesto	83

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura. 1 Diagrama de interacción.....	34
Figura. 2 Ubicación del proyecto.....	42
Figura. 3 Detalle de losa	43
Figura. 4 Sección de viga.....	44
Figura. 5 Modelamiento D-1.....	52
Figura. 6 Espectro de aceleraciones usado en el modelo estructural	53
Figura. 7 Distribución de acero y dimensionamiento inicial D-1	56
Figura. 8 Distribución de acero y dimensionamiento inicial D-1	58
Figura. 9 Detalle de losa	60
Figura. 10 Sección de viga.....	61
Figura. 11 Modelamiento D-2.....	65
Figura. 12 Espectro de aceleraciones usado en el modelo estructural	66
Figura. 13 Ubicación de columnas.....	72
Figura. 14 Diagrama de interacción Columna 1- diseño D-2, P-M3	73
Figura. 15 Diagrama de interacción Columna 1- diseño D-2, P-M2	74
Figura. 16 Distribución normal de acero	77
Figura. 17 Distribución normal del concreto	79
Figura. 18 Distribución normal del encofrado	81
Figura. 19 Distribución normal del presupuesto	84

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1 Área de columna céntrica pre-dimensionada	28
Ecuación 2 Área de columna exterior pre-dimensionada	28
Ecuación 3 Carga de servicio.....	28
Ecuación 4 Criterio de resistencia a flexión	30
Ecuación 5 Área de acero	31
Ecuación 6 Profundidad del bloque a compresión "a"	31
Ecuación 7 Acero mínimo en vigas	31
Ecuación 8 Criterio de resistencia al corte.....	32
Ecuación 9 Resistencia nominal al corte	32
Ecuación 10 Aporte al corte del concreto en elementos sometidos a corte y flexión.....	32
Ecuación 11 Aporte al corte del concreto en elementos sometidos a compresión axial.....	32
Ecuación 12 Aporte al corte del acero de refuerzo	33
Ecuación 13 Aporte máximo al corte del acero de refuerzo	33
Ecuación 14 Periodo fundamental	49
Ecuación 15 Factor de amplificación sísmica.....	49
Ecuación 16 Fuerza cortante	51
Ecuación 17 Espectro de aceleración.....	52

RESUMEN

El trabajo de investigación tuvo como objetivo principal mejorar el diseño estructural de la edificación Fabrica Molitalia- Los Olivos. Para esta investigación se realizaron dos modelamientos comparativos entre el predimensionamiento, diseño en concreto armado y el análisis estructural determinándose que dicho proyecto se encontraba sobredimensionado.

La metodología usada tiene como diseño la investigación descriptiva, de corte transversal; así mismo según el propósito es Aplicada; según su enfoque es cuantitativo; según su alcance es Correlacional de tipo Correlacional y Causal, porque describirá la relación causa-efecto entre las variables independiente (mejoramiento del diseño estructural) y la variable dependiente (presupuesto).

Como resultado de dicho trabajo se obtuvo un ahorro económico del 32% del presupuesto del proyecto de la edificación Fabrica Molitalia- Los Olivos, obteniendo rentabilidad del proyecto; adicionalmente se disminuyó en el volumen de concreto (m³), generando un ahorro de 24%. Así como también se disminuyeron la cantidad de varillas de acero, generando un ahorro de 45% en la cantidad de acero, y en cuanto al metrado de encofrado se optimizo un 15%.

La investigación concluye, que con el mejoramiento del diseño estructural se obtuvo un ahorro económico significativo del proyecto de la edificación Fabrica Molitalia- Los Olivos.

Palabras clave: mejoramiento estructural, sobredimensionamiento, presupuesto

ABSTRACT

The main objective of the present investigation was to improve the structural design of the Molitalia-Los Olivos factory. To carry out the research, two comparative modeling were carried out between pre-dimensioning, reinforced concrete design and structural analysis, determining that the project was oversized.

The methodology applied in the present study has as a design the descriptive research, of transversal cut; likewise according to the purpose it is Applied; according to its approach it is quantitative; according to its scope it is Correlational and Correlational - Causal type, because it will describe the cause-effect relationship between the independent variable (improvement of the structural design) and the dependent variable (budget).

As a result of the research, an economic saving of 32% was obtained from the project budget for the Molitalia-Los Olivos factory, obtaining project profitability; additionally, it decreased in the volume of concrete (m³), generating a saving of 24%. As well as the amount of steel rods were decreased, generating a 45% saving in the amount of steel, and as for the formwork metering, 15% was optimized.

The research concludes that with the improvement of the structural design, a significant economic saving was obtained from the Molitalia-Los Olivos factory building project

Keywords: structural improvement, oversizing, budget

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento y Delimitación del Problema

1.1.1. Realidad problemática

Actualmente la Industria de la Construcción en Chile, viene creciendo de manera sostenida y a pesar de su crecimiento, los problemas que enfrenta el sector son bien conocidos: incumplimiento de los plazos y sobre costos por sobredimensionamiento estructural, baja productividad, insuficiente en la calidad. La mayoría de estos problemas atribuibles a una ineficiente gestión desde etapas tempranas y a una inadecuada planificación y control de proyectos. (Menares, 2017)

Según el portal del Ministerio de Economía y Finanzas (MEF) que se publicó en la fecha 25 de noviembre del 2017, indicó que 150 proyectos cuyos montos superan el presupuesto inicial, y en algunos casos son hasta cuatro veces el monto previsto, y esto se debió a que en la etapa de diseño se sobredimensionaron las diferentes estructuras, provocando así un exceso de acero, encofrado, concreto, maquinarias etc. Lo mismo que dio por resultado la inviabilidad de los mismos.

El uso de softwares en nuestro país ha generado que se olviden en muchos casos los criterios técnicos para poder tener una buena estructuración y diseño estructural de muchas edificaciones, en algunos casos estas edificaciones no cumplen un adecuado uso durante su vida útil, en otros generan un sobre presupuesto de la obra generando así una mala planificación del proyecto a realizar. Encontrándose la siguiente problemática:

Sobrecostos

Si bien es cierto existen los sobrecostos productivos que generan beneficios y seguridad necesarias en los proyectos, también existen sobrecostos por sobredimensionamiento de los elementos estructurales y hay que evitarlos ya que son aquellos que ocurren como consecuencia de un diseño estructural no adecuado. (Delgado, 2019)

Entre las causas de la problemática podemos mencionar: el HOSPITAL III-1 DE HUÁNUCO "HERMILIO VALDIZÁN MEDRANO" con código SNIP N° 133630, fue concebido con la norma técnica del 2013 y en la ejecución de la obra quedó desfasada y la nueva norma técnica (2016) exige características diferentes sobre las dimensiones de los ambientes del hospital y otros ambientes, esto generó que el proyecto sea modificado en sus dimensiones al momento de ejecutar generando así sobrecostos para el proyecto.

Con lo anterior, al evaluar los planos de la edificación "Fábrica Molitalia", se observa algunas incongruencias y sobredimensionamientos de la estructura en general, esto se refleja en el gran presupuesto que se gastó en la elaboración del proyecto.

La alternativa de solución que plantea la presente investigación, respecto al diseño será evaluar y comparar los sobrecostos generados al realizar una mejora del diseño estructural siguiendo las normativas vigentes.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general

¿Al mejorar el diseño estructural en la Fabrica Molitalia, se optimiza el presupuesto del proyecto?

1.2.2. Problemas específicos

Problema específico 1

¿De que manera el mejoramiento del diseño estructural en relación con el costo del concreto optimiza el presupuesto del proyecto?

Problema específico 2

¿De que manera el mejoramiento del diseño estructural en relación con el costo del acero optimiza el presupuesto del proyecto?

Problema específico 3

¿De que manera el mejoramiento del diseño estructural en relación con el costo del encofrado optimiza el presupuesto del proyecto?

1.3. Importancia y Justificación del Estudio

1.3.1. Justificación Social:

En esta fábrica trabajan más de 500 personas al día, es de vital importancia tener una estructura bien diseñada y segura, con lo mencionado en la realidad problemática, se ve que dicha fabrica está sobredimensionado en general, esto también puede generar algunos riesgos de seguridad, ya que una estructura no se considera segura si sus elementos son más grandes o de mayor resistencia, una estructura es segura, cuando cumple con los requerimientos de las normativas vigentes, es por esto que se revisará el proyecto en general para ver si en el caso esta estructura salvaguardan ante cualquier eventualidad la seguridad de las personas que trabajan allí.

Como expresa Janampa (2016), en su tesis: “Muchos errores de ingeniería que ocasionan daños graves o colapso, se originan como fallas de configuración, las primeras ideas del proyectista sobre la configuración son muy importantes, es importante que el proyectista conozca las variables que intervienen en la configuración estructural es decir la localización y distribución que se le va a dar a los elementos resistentes de una estructura tales como vigas, columnas, muros, entre otros que intervienen en una edificación la cual juega un papel importante al momento de un sismo, esto ayudará a tener buenos criterios en esta primera etapa y no sobredimensionar los elementos estructurales” (p.14).

1.3.2. Justificación Técnica:

Según lo mencionado en la justificación social, hablamos de que una estructura no se considera segura si sus elementos son más grandes o de mayor resistencia, una estructura es segura, si cumple con los requerimientos de las normativas vigentes. Con esto se observa que dicha estructura no cumpliría con criterios técnicos basados en la normativa peruana, es por esto por lo que se quiere determinar en esta investigación, los criterios tomados y si en el caso no cumplirían, que recomendaciones se podría dar con respecto a lo evaluado.

Como expresa Sadashiva (2016), en su tesis: “Son muchos los sismos que han ocurrido en nuestro país y en el mundo, dejando gran cantidad de muertes y serios daños en la infraestructura, y en la mayoría de los casos los daños son debido a la vulnerabilidad de las edificaciones originadas por malas configuraciones estructurales, sobredimensionamientos, baja resistencia de las estructuras, malas técnicas constructivas, materiales de baja calidad, entre otros” (p. 25).

1.3.3. Justificación Económica:

El mejoramiento del diseño estructural implica la disminución de costos de materiales que son el acero, el encofrado y el concreto ya que se sabe que son los materiales que predominan más en un diseño estructural, y en ratios mayores se podría ahorrar en un porcentaje considerable. Tendría un impacto económico positivo, ya que el proyecto tendría viabilidad y la empresa podría usar el dinero en otros recursos que le parezca más conveniente.

Camacho y Ramírez (2015) en su investigación expresa: “La complejidad del desarrollo y el costo de los proyectos y sus estudios obligan a dividir la Preinversión en algunas etapas. De esta manera, al finalizar cada una de ellas, se podrá adoptar una decisión sobre la conveniencia o no de seguir adelante, lográndose así una óptima utilización de los escasos recursos tanto financieros como técnicos de que se dispone” (p. 20).

1.4. Delimitación del Estudio

1.4.1. Delimitación metodológica

Para el diseño estructural se considera la evaluación con los planos establecidos y basándonos con la normativa vigente.

No se realiza una interacción suelo estructura en base al tipo de suelo, sino al considerado en el expediente técnico.

Para el análisis del presupuesto, se considera los mismos ACU utilizados en el expediente técnico.

Con respecto a los materiales que se consideraran para optimizar el presupuesto, se está considerando al acero, el encofrado y concreto, ya que son los materiales más predominantes en un proyecto.

Se considera a la estructura, como regular para el diseño estructural del mismo.

1.4.2. Delimitación social

Este trabajo de investigación solo será aplicado al sector que servirá como vestidores para el personal de la fábrica Molitalia, no se aplicará en otros sectores de la misma.

1.4.3. Delimitación temporal

La evaluación será transversal, sólo tendrá un tiempo finito de evaluación, que se realizará en el año 2019.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

- Demostrar si la mejora del diseño estructural de la edificación Fabrica Molitalia-Los Olivos optimiza el presupuesto en el proyecto.

1.5.2. Objetivos específicos

- Determinar de que manera el mejoramiento del diseño estructural en relación con el costo del acero optimiza el presupuesto en la edificación Fabrica Molitalia-Los Olivos.
- Determinar de que manera el mejoramiento del diseño estructural en relación con el costo del concreto optimiza el presupuesto en la edificación Fabrica Molitalia-Los Olivos.
- Determinar de que manera el mejoramiento del diseño estructural en relación con el costo del encofrado optimiza el presupuesto en la edificación Fabrica Molitalia-Los Olivos.

1.6. Hipótesis

1.6.1. Hipótesis general

El diseño estructural disminuye el presupuesto en las partidas de concreto, acero y encofrado en un 32% al mejorar el diseño estructural de la edificación Fabrica Molitalia-Los Olivos.

1.6.2. Hipótesis específicas

El mejoramiento del diseño estructural en relación con el costo del acero optimiza el presupuesto en la edificación Fabrica Molitalia-Los Olivos

El mejoramiento del diseño estructural en relación con el costo del concreto optimiza el presupuesto en la edificación Fabrica Molitalia-Los Olivos

El mejoramiento del diseño estructural en relación con el costo del encofrado optimiza el presupuesto en la edificación Fabrica Molitalia-Los Olivos

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

2.1.1. Antecedentes Internacionales.

Negrin (2016) en su tesis “Optimización de conjuntos estructurales considerando los factores usualmente ignorados en la modelación usando la OAPI SAP2000-MatLab”, publicada por la Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas, en Santa Clara, Cuba. Expone que su diseño de investigación tiene como objetivo la Optimización de conjuntos estructurales de hormigón armado a bajo costo. El realizo el modeló matemáticamente, considerando variables que son influencia de la fisuración de los elementos en la rigidez en vigas y columnas, restricciones en los esfuerzos, los desplazamientos y ecuaciones de estado, las cuales ya están incorporadas como herramientas del software SAP2000 y tienen gran coincidencia con la propuesta de la norma cubana. Como resultado obtuvo que los elementos del pórtico lo que son vigas, columnas lograron que se optimizaran, logrando así minimizar costos. Así es como el autor demuestra que usando de manera correcta las herramientas del software y considerando las variables respectivas logro el objetivo de optimizar el conjunto estructural.

Terán (2014) en su tesis de investigación “ Optimización del costo de la estructura aportada en función de la deriva en edificios de 8, 10, 12 pisos”, publicada por la Escuela Técnica Nacional en Quito, Ecuador. Plantea como objetivo principal determinar la optimización del costo de la infraestructura en función de la deriva. El autor usó el software ETABS y SAFE para el modelamiento de tres estructuras de 8, 10 y 12 pisos, cambiando la distribución, dimensiones de vigas y columnas, para el cálculo de derivas en cada caso, y crear una variación de derivas de 0.0002 para cada caso variando desde el 0.0010 hasta 0.0020, con estos cálculos realizó un análisis de precios por cada edificio y la relación con la deriva obtenida en cada caso. En la investigación obtuvieron que la deriva más elástica es la más barata para el diseño. De esta manera el autor concluye que la diferencia del valor promedio entre la deriva más económica y la deriva más costosa se encuentran en un 20%, lo cual es un valor considerable al momento de la ejecución de una edificación.

Acosta (2017) en su tesis “Optimización estructural con Ansys, aplicando reglamento colombiano de construcción sísmo resistente”, publicada por Universidad Santo Tomás de Bogotá, Colombia. Plantea como objetivo la optimización estructural mediante elementos finitos, haciendo uso del software Ansys, optimizando la sección de vigas. Lo primero que se llevó a cabo fue el análisis elástico – lineal; definir las características del material, elemento a optimizar, aplicación de cargas. Los resultados mostraron que de la optimización obtuvo mejores dimensiones de la sección transversal de la viga,

como resultado se minimizo el peso y no excedió los esfuerzos permisibles.

Finalmente, el autor concluye que el método usado vale la pena replicar en el proceso de diseño.

Fonseca (2018) en su tesis “Optimización de costos en sistemas de mampostería mediante la implementación de BIM”, publicada por la Universidad Nacional de Colombia. Plantea como objetivo principal proponer un modelo metodológico el cual, mediante la implementación de BIM, logre una mayor eficiencia, calidad y rentabilidad en el diseño estructural. Para el desarrollo de la metodología el autor usó el software especializado BIM para el modelamiento, con este software se hizo la cuantificación de los elementos estructurales, metrado de los mismos, también hizo uso del software Navisworks el cual elaborará los procesos de cuantificación más complejos. Como resultado obtuvo un menor margen de error en cuanto a los metrados, y así optimizar costos en cuanto al presupuesto general; también se logró optimizar procesos de ejecución de obra. Finalmente, el autor concluye que el uso de la metodología BIM valora a nivel económico su implementación en tres aspectos principalmente, los cuales corresponden a presupuesto, inconsistencias y diseños estructural.

2.1.2. Antecedentes Nacionales

La Torre (2018) en su tesis “Optimización del diseño estructural, enfocado en el costo de edificaciones educativas de concreto armado”, publicado por la Pontificia Universidad Católica del Perú. El autor tiene como objetivo principal la optimización del diseño de estructuras, teniendo como función minimizar el costo directo de las estructuras. El autor realizó el modelamiento matemático en ETABS e hizo un primer análisis estructural a efectos de cuantificar fuerzas internas para la optimización de la sección transversal de las vigas, con los valores del diagrama de Momento flector obtenidos en el primer análisis, optimizó en forma gráfica la sección transversal de las vigas, con las dimensiones optimizadas de la sección transversal de las vigas, se modifica el modelo físico matemático y se realiza un nuevo análisis estructural. Como resultado se obtuvo una optimización del costo directo respecto a las dimensiones obtenidas de la sección transversal de columnas y vigas. Finalmente concluye que la combinación óptima se halla en los valores de las variables de diseño que minimizan las cantidades de acero de refuerzo y concreto.

Galván & Noriega (2013) los autores plantearon como objetivo revisar el diseño estructural en concreto armado de una edificación de cuatro pisos con el fin de minimizar costos. Realizaron análisis dinámico mediante la superposición espectral, utilizando el software ETABS, adicionalmente, realizaron el análisis estático y un análisis dinámico en traslación para poder comparar resultados. Como resultado obtuvieron que el consumo total de acero

es de 33 kg por metro cuadrado techado. Este valor es razonable puesto que esta ratio varía entre 30 y 40 kg/m². Por lo tanto, concluyeron que la cantidad de acero colocado no es ni excesiva ni escasa.

Ccoyllar (2018) en su tesis “Utilización de la metodología BIM para la optimización de costos en el diseño de edificaciones de concreto armado en Huancavelica”, publicada por la Universidad Nacional de Huancavelica, Perú. Tiene como objetivo determinar si con la utilización de la metodología BIM se optimizan los costos en el diseño estructural. La metodología usada por el autor fue modelar sus estructuras con el software, generar cálculos de metrados, y luego elaborar tablas de comparación del primer diseño vs el diseño generado con la metodología BIM para verificar el margen de error, y optimizar. Como resultado el autor comprobó que mediante esta metodología si logra optimizar los costos de diseño de la Infraestructura, debido a que al usar el Software este presentan un menor margen de error. El autor concluye que con la utilización de la metodología BIM logra optimizar los costos.

Bustamante (2017) el autor tuvo como objetivo la Optimización estructural de una presa de tipo gravedad, para disminuir costos del proyecto. Para lograrlo uso la metodología de elementos finitos ya que para el autor esta técnica es eficaz para dar soluciones estructurales complejas, para esto utilizó el Software ANSYS 18.2, como resultado logró minimizar en 14.75% el volumen de concreto. El autor concluye que con la optimización estructural planteada logró reducir el presupuesto en un 7.15%.

Schwartzman (2013) el autor tuvo como objetivo principal diseñar una estructura segura, funcional y de bajo costo. Para lograr este diseño se modeló la estructura completa, en tres oportunidades con la finalidad de escoger el diseño más óptimo según el criterio del autor para esto se utilizó el software ETABS. Como resultado los modelos simplificados de la estructura fueron adecuados en estructuración y predimensionamiento. El autor concluye que su diseño estructural cumple con proporcionar una buena funcionalidad, seguridad y bajo costo.

2.2. Definición conceptual

2.2.1. Diseño estructural

Viene hacer la etapa en donde se determinan las dimensiones y características de los elementos de una estructura con la finalidad de que esta cumpla su función, siendo segura y además con un comportamiento estructural que cumpla satisfactoriamente las condiciones de servicio. (**Chara, 2012**).

2.2.2. Diseño en concreto armado

Las consideraciones más importantes para un diseño sismoresistente son:

- Diseño por flexión se debe buscar la falla por tracción evitando la falla por compresión limitando la cuantía de acero a valores que proporcionen una ductilidad adecuada.
- En un elemento sometido a flexión y cortante se debe evitar la falla por cortante, ésta es frágil mientras la falla por flexión es dúctil.
- En un elemento a compresión se debe confinar al concreto con refuerzo transversal (estribos) evitando el desprendimiento del núcleo.

2.2.2.1. Predimensionamiento

El pre-dimensionamiento viene hacer la geometría de los elementos estructurales que conformarán una edificación.

El Ing. Antonio Blanco en su libro “Estructuración y Diseño de edificaciones de Concreto Armado” plasma algunas recomendaciones para predimensionar elementos estructurales:

a) Columnas

Al ser sometidos a carga axial y momento flector deben ser dimensionados considerando estos dos efectos simultáneamente; las columnas se pueden pre-dimensionar tomando en cuenta:

- Las columnas que reciban mayor carga axial, como columnas centradas:

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{Servicio})}{0.45 f'c} \dots\dots \text{Ecuación 1}$$

- Para columnas exteriores o esquineras:

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{Servicio})}{0.35 f'c} \dots\dots \text{Ecuación 2}$$

- La carga en servicio, P (Servicio), se determina:

$$P(\text{Servicio}) = \text{Área tributaria} * \text{Nro de pisos} * \frac{1\text{Ton}}{\text{m}^2} \dots\dots \text{Ecuación 3}$$

b) Vigas

Al dimensionar se considera un peralte de 1/10 a 1/12 de la luz libre y un ancho también variable considerándose de 0,3 a 0,5 veces su altura.

La norma peruana de concreto armado indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de:

- 0,25m: Vigas estructurales.
- 0,15m – 0,20m: Vigas chatas o viguetas.

Entre las dimensiones usuales de vigas en función a la luz libre se tiene:

Tabla 1

Secciones recomendables para predimensionamiento de vigas

Luz libre	Dimensiones usuales			
L ≤ 5.5m	0.25mx0.50m	0.30mx0.50m		
L ≤ 6.5m	0.25mx0.60m	0.30mx0.60m		
L ≤ 7.5m	0.25mx0.70m	0.30mx0.70m	0.40mx0.70m	0.50mx0.70m
L ≤ 8.5m	0.30mx0.75m	0.40mx0.75m	0.30mx0.80m	0.40mx0.80m
L ≤ 9.5m	0.30mx0.85m	0.30mx0.90m	0.40mx0.85m	0.40mx0.90m

Fuente: Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, Antonio Blanco

- Se pueden tener dos tipos de vigas peraltadas: principales (VP) y secundarias (VS).
- Los peraltes de las VP deben ser mayores al peralte de las VS.
- Los peraltes de las columnas no deben exceder el 80% del peralte de las vigas principales

2.2.3. Diseño de Elementos estructurales

Se consideran diferentes requerimientos para el diseño de estructuras para que estas ofrezcan la seguridad y un adecuado comportamiento, ya que, ante un sismo moderado, no ocurran pérdidas ni fallas estructurales.

Tabla 2

Metodologías de diseño para elementos estructurales

Vigas	Generan esfuerzos de:	Flexión y Cortante
Losas		Flexión y Cortante
Columna		Flexo-compresión y Cortante
Muros de corte		Flexo-compresión y Cortante

2.2.3.1. Diseño por flexión

Consiste en dotar a la sección de una resistencia nominal mayor a lo requerido por las cargas últimas actuantes

$$M_u \leq \phi M_n ; \phi = 0.90 \dots \dots \text{Ecuación 4}$$

Dónde:

- ***Mu***: Momento último de diseño.
- ***Mn***: Momento nominal.

La resistencia a flexión para un elemento de concreto armado esta dado por el aporte del concreto y del refuerzo. El cálculo del área de acero para un elemento sometido a flexión es un proceso iterativo que se relaciona directamente con el momento último al que está sometido el elemento:

$$A_s = \frac{M_u}{\left(d - \frac{a}{2}\right) \phi f_y} \dots\dots Ecuación 5$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \dots\dots Ecuación 6$$

- Acero mínimo en elementos sometidos a compresión:

Según la norma, el área de refuerzo longitudinal total para elementos sometidos a compresión no debe ser menor que 1% ni mayor que el 6% del área total de la sección.

- **Acero mínimo en vigas:**

En función al capítulo 10 de la norma E.060, viene dado por la siguiente expresión (Und: Kg, cm, Kg/cm²):

$$A_{s \min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b w d \dots\dots Ecuación 7$$

2.2.3.2. Diseño por flexión

Este tipo de diseño consiste en dotar a la sección de una resistencia nominal mayor a lo requerido por las cargas últimas actuantes:

$$V_u \leq \phi V_n; \quad \phi = 0.85 \dots \dots \text{Ecuación 8}$$

Dónde:

- V_u : Cortante última de diseño.
- V_n : Cortante nominal

Las fuerzas cortantes se dan de forma diagonal, por ello el refuerzo ideal es colocar aceros perpendiculares al acero longitudinal del elemento, más conocidos como estribos.

$$V_n = \phi V_c + \phi V_s \dots \dots \text{Ecuación 9}$$

- Aporte del concreto
 - Para un elemento sometido únicamente a corte y flexión (Und: Kg, cm, Kg/cm²):

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d \dots \dots \text{Ecuación 10}$$

- Para un elemento sometido a compresión axial (Und: Kg, cm, Kg/cm²)

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) b d \dots \dots \text{Ecuación 11}$$

Si el aporte del concreto es insuficiente para absorber la fuerza V_u se debe colocar refuerzo.

- **Aporte del refuerzo:**

Una sección al no resistir las fuerzas cortantes últimas debe presentar estribos perpendiculares a manera de refuerzo y confinamiento. La resistencia del refuerzo al corte:

$$V_s = \frac{r \cdot A_v \cdot f_{yd}}{s} \dots\dots \text{Ecuación 12}$$

Por otro lado, se debe cumplir que (Und: Kg, cm, Kg/cm²):

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \dots\dots \text{Ecuación 13}$$

2.2.3.3. Diseño por flexocompresión

Presentan combinaciones de momento flector y carga axial.

- Las columnas que están en el centro están sometidas a una flexocompresión equilibrada.
- Las columnas que están ubicadas en el borde están sometidas a una flexo-compresión alta.
- Las columnas que están ubicadas en las esquinas están sometidas a una flexo-compresión demasiado alta

Los diagramas de interacción definen los límites de resistencia de la sección para las fuerzas axiales y momentos flectores generados por las acciones sísmicas, si los puntos se encuentran dentro de la curva de diseño, la sección y el armado propuesto del acero es adecuado.

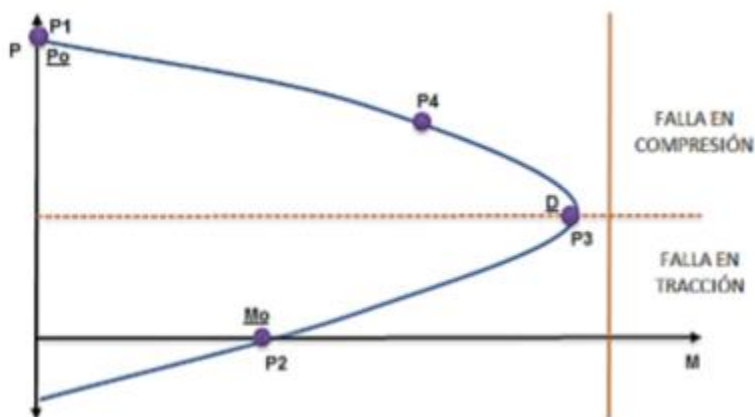


Figura. 1 Diagrama de interacción

Fuente: Google

2.2.4. Análisis estructural

La distribución espacial de masas y rigideces deberán ser adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.

2.2.4.1. Procedimientos de Análisis Sísmico

Se deberá considerar los siguientes procedimientos

- a) Análisis estático
- b) Análisis dinámico modal espectral.

El análisis se hará considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

2.2.4.2. Comportamiento Sísmico

Viene hacer la respuesta de una estructura en una actividad sísmica. Esta se puede expresar a través de torsiones, desplazamientos laterales permisibles, ductilidad, entre otros; que conjuntamente permitirán definir los mecanismos y acciones de refuerzo que se requieren para poder reducir los efectos que generan los sismos.

2.2.4.3. Periodo de vibración

Es el tiempo en segundos que una estructura demora en desarrollar un ciclo completo de movimiento cuando experimenta una vibración no forzada.

Generalmente los periodos de vibración se asemejan a los siguientes valores, dependiendo estos del tipo de estructura:

- Casa pequeñas ----- 1/10 – 1/3 seg.
- Edificaciones hasta 5 pisos ----- 1/3 – 3/4 seg.
- Edificaciones hasta 20 pisos ----- 2 a más seg.
- Edificaciones hasta 50 pisos----- 5 a más seg.
- Puentes colgantes: ----- 10 seg

2.2.4.4. Desplazamientos

Es recomendable darle una libertad de movimiento para que así este pueda moverse y no quebrar buscando nuevamente el equilibrio (Terán, 2018)

2.2.4.5. Derivas

Se define como la deformación relativa que sufre un piso por acción de una fuerza horizontal. Se determina restando el desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso.

Tabla 3

Límites para la distorsión de entrepiso

Límites para la Distorsión del entrepiso

Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: Norma técnica 0.30 Diseño sismorresistente

2.2.5. Optimización de presupuesto

En la Ingeniería optimizar significa mejorar todos los recursos que intervienen en él, de la mejor manera posible. La optimización está orientada hacia dos metas fundamentales:

Minimizar costos y Producir más con menor costo. (Hernández, 2013).

2.2.5.1. Costo Directo

Son los cargos por concepto de material, de mano de obra y de gastos, correspondientes directamente en el proyecto (Chacón, 2017)

CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO

3.1. Identificación de variables

VI : Mejoramiento estructural

VD : Presupuesto

3.2. Operacionalización Variables

Tabla 4

Operacionalización de Variables

Variable	Definición conceptual	Dimensión	Indicadores	Instrumentos
Independiente				
Mejoramiento				
estructural	El mejoramiento del diseño estructural viene hacer, la revisión del mismo como consecuencia de una segunda opinión, ya que se sospecha que las secciones de los elementos estructurales están sobredimensionadas.	Secciones de los elementos Uso de la edificación Ubicación Cargas de la estructura Análisis estático Análisis dinámico	Dimensiones Tipo de edificación Tipo de zona Momentos y cortantes Cortante Derivas y periodo	Autocad y Planos Norma E030 y Planos Norma E030 y Planos Norma E060, Norma E020 ETABS, Planos y RNE ETABS, Planos y RNE

Dependiente

Presupuesto	Toda empresa busca maximizar su inversión,	Metrado de materiales	Acero	AutoCAD, Planos, Especificaciones Técnicas
	y se sabe que, con una minimización de costos,		Concreto	AutoCAD, Planos, Especificaciones Técnica
	realizada adecuadamente, podrá lograrlo		Encofrado	AutoCAD, Planos

3.3. Metodología

3.4. Tipo de estudio

El tipo de estudio de la investigación según el propósito es Aplicada, ya que se dará solución a un problema en particular.

Según su enfoque es cuantitativo, ya que se recolectarán datos y se realizará una evaluación numérica con un análisis comparativo, con la finalidad de comprobar si la hipótesis planteada al inicio fue correcta.

Según su alcance es Correlacional de tipo Correlacional y Causal, porque describirá la relación causa-efecto entre la variable independiente (mejoramiento del diseño estructural) y la variable dependiente (presupuesto)

3.5. Diseño de la Investigación

Este trabajo de investigación será correlacional.

3.6. Población de estudio

Proyectos de estructuras aporticadas para servicios complementarios en Fabricas.

3.6.1. Muestra

Módulo 1 de la Edificación Fabrica Molitalia-Los Olivos.

3.7. Técnicas de recolección de datos

- Observación directa del proyecto de Edificación.
- Análisis y evaluación del proyecto.

3.7.1. Instrumentos de recolección de datos

- Ficha de medición
- Reglamentos Vigentes
- Expediente Técnico de la obra a evaluar.
- Software ETABs-Versión Educacional
- Microsoft Office.

3.8. Procedimiento de análisis de datos

- Para el procesamiento de datos la técnica aplicada será la estadística descriptiva, ya que se recopilarán datos cuantitativos.

CAPÍTULO IV. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

4. Ubicación del caso

El proyecto analizado, corresponde a la ampliación de vestidores de la fábrica Molitalia, ubicado Av. Alfredo Mendiola 866, Cercado de Lima 15314.



Figura. 2 Ubicación del proyecto

Fuente: Google maps

4.1.Descripción del caso

El proyecto está destinado como vestidores para el uso de personal obrero.

La unidad de estudio cuenta con un área de 590 m², el proyecto cuenta con 2 niveles, cuyo sistema estructural es de concreto armado.

Se realizará la evaluación del diseño estructural que denominaremos como D-1, y para el segundo diseño denominaremos como D-2.

Lo que busca este trabajo es mejorar el diseño estructural D-1, con la finalidad de disminuir costos, y mejorar el comportamiento estructural, claro está que este mejoramiento estará bajo los parámetros de las normas de diseño peruanas.

4.2.Desarrollo del caso

A continuación, se realizará la verificación del diseño D-1, con la finalidad de identificar si el proyecto se encuentra sobredimensionado, por lo tanto, se realizará la verificación de estructuración, predimensionamiento, metrado de cargas y análisis estructural.

4.2.1. Estructuración del diseño D-1

Todos los elementos estructurales, ya han sido determinados al inicio del proyecto.

4.2.2. Revisión del Predimensionamiento

4.2.2.1.Losa aligerada

Espesor mínimo “H” será $L/21$, donde L es igual a la luz libre de la losa.

$$(ACI) \frac{4.67}{21} = 0.22 \text{ m} \approx 0.20\text{m}$$

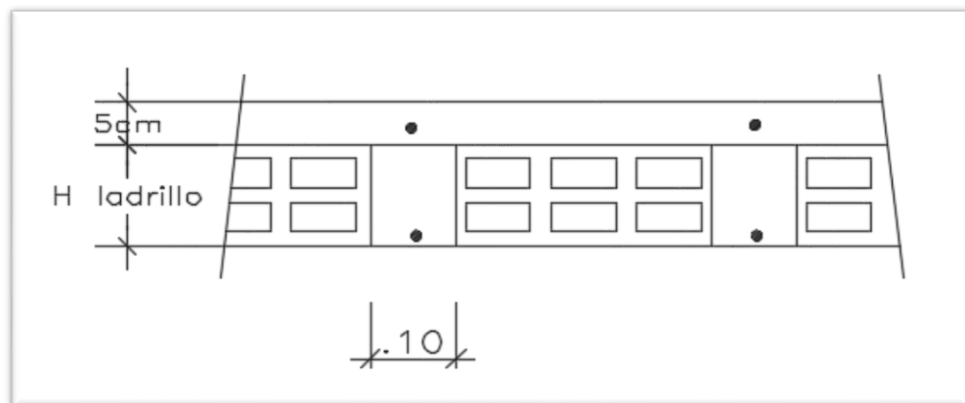


Figura. 3 Detalle de losa

La longitud del paño con mayor luz es de 4.67 m. Obteniendo un espesor de losa de 0.22, en tal caso la losa aligerada tendrá que ser de 20.00 cm.

- Piso terminado
{

5cm adicionales

150 kgf/m²
- Tabiquería = 150kgf/m²

4.2.2.2.Vigas

a) Vigas principales

$$H = L / 12$$

$$H = 545 / 12 = 45.41.5\text{cm}, \text{ usaremos } H = 50\text{cm}$$

$$b = h / 2 = 50 / 2 = 25\text{cm}, \text{ usaremos } b = 25\text{cm}$$

La sección de viga debió ser de (25x50); sin embargo, se sobredimensiono.

Sección viga principal: (30x60)

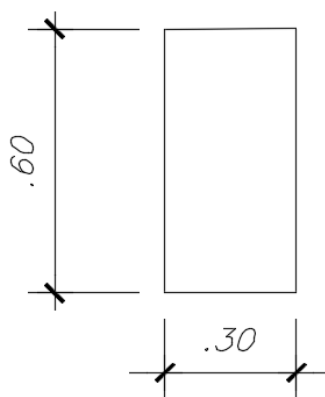


Figura. 4 Sección de viga

- $b_{min}=25\text{cm}$ (para evitar cangrejas)
- $b/h = \text{dimensiones } c/5\text{cm}$
-

4.2.2.3. Columnas

Según ACI:

Tabla 5

Tabla ACI

C. Centrada	$A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.45 f'_c}$
C. Excéntrica	
C. Esquinada	$A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.35 f'_c}$

Fuente: ACI

$P_{servicio}$ = Factorar por los valores correspondientes y es por área tributaria

- Zonas de alta sismicidad $A_{min} > 1000\text{cm}^2$
- $P_{servicio} = P * A_{tributaria} * N_{pisos}$

Tabla 6

Peso por categoría

Categoría	Peso
Categoría A	$P = 1500\text{kgf/m}^2$
Categoría B	$P = 1250\text{kgf/m}^2$
Categoría C	$P = 1000\text{kgf/m}^2$

- **Para verificar**

$a = H/8$ Columna Centrada

$a = H/9$ Columna Excéntrica

$a = H/10$ Columna Esquinada

H= Altura entre pisos

Tabla 7

Predimensionamiento de columnas D-1

Tipo de Columna	Área Trib (m2)	Peso (kg/m2)	N° pisos	P servicio (kg)	f'c (kg/cm2)	Coef. Tipo columna	Área columna (cm2)	Área Min columna (cm2)		a lado columna (cm)	sección
C1	7.37	1000	2	14745.6	210	0.35	200.62	625	NO CUMPLE	14.16	25X50
C2	14.57	1000	2	29145.6	210	0.35	396.54	625	NO CUMPLE	19.91	25X50
C3	5.22	1000	2	10444.8	210	0.35	142.11	625	NO CUMPLE	11.92	25X50
C4	30.56	1000	2	61124.8	210	0.45	646.82	625	SI CUMPLE	22.43	25X50
C5	8.14	1000	2	16281.6	210	0.35	221.52	625	NO CUMPLE	14.88	25X50
C6	16.09	1000	2	32181.6	210	0.35	437.84	625	NO CUMPLE	20.92	25X50

La sección de columna según el predimensionamiento debió ser de (25x50); sin embargo, se sobredimensiono. Y las secciones tomadas fue de (30x60)

4.2.3. Revisión del Metrado de Cargas

4.2.3.1. Losa aligerada

- **Carga muerta (WD)**

$$\text{Acabados} = 120 \text{ kg/m}^2 * 0.40\text{m} = 48\text{kg/m}$$

$$\text{Ladrillo de techo} = 65 \text{ kg/m}^2 * 0.40\text{m} = 26\text{kg/m}$$

$$\text{Total} = 74\text{kg/m}$$

- **Carga viva (WL)**

$$\text{S/C } 300 \text{ kg/m}^2 * 0.40\text{m} = 120\text{kg/m}$$

- **Carga última (Wu)**

$$\text{Wu} = 1.4(74 \text{ kg/m}) + 1.7(120\text{kg/m})$$

$$\text{Wu} = 307.1 \text{ kg/m}$$

4.2.3.2. Vigas Principales

- **Carga muerta (WD)**

- **Carga muerta** **peso/m2** **At** **Peso/m**

$$\text{Peso propio losa } 120\text{kg/m}^2 \quad 5.16 \quad 619.2\text{kg/m}$$

$$\text{Ladrillo de techo } 65 \text{ kg/m}^2 \quad 5.16 \quad 335.4\text{kg/m}$$

$$\text{P.propio Viga } 0.30 \times 0.60 \times 2400$$

$$432\text{kg/m}$$

$$\text{WD} = 1386.6\text{kg/m}$$

- **Carga Viva(WL)**

- **Carga viva** **peso/m2** **At** **Peso/m**

$$\text{S/C según uso } 300\text{kg/m}^2 \quad 5.46 \quad 1638 \text{ kg/m}$$

$$\text{WL} = 1638 \text{ kg/m}$$

- **Carga ultima (WU)**

$$W_u = 1.4(1386) + 1.7 (1638)$$

$$W_u = 4725 \text{ kg/m}$$

4.2.3.3. Columnas

- **Carga muerta (WD)**

$$\text{Peso de la losa } 120 \text{ kg/m}^2 \times 7.37\text{m} = 884.4\text{kg/m}$$

$$\text{Peso de la viga } 0.60 \times 0.30 \times 2400 = 432 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso del muro } 0.15 \times 3.5 \times 1350 = 708.75 \text{ kg/m}$$

$$WD = 2025.15\text{kg/m}$$

- **Carga viva (WL)**

$$s/c \text{ } 300 \text{ kg/m}^2 \times 7.37\text{m} = 2211\text{kg/m}$$

$$WL = 2211 \text{ kg/m}$$

- **Carga ultima (WU)**

$$W_u = 1.4(2025.15) + 1.7 (2211)$$

$$W_u = 6593.91 \text{ kg/m}$$

4.3. Análisis Estructural D-1

4.3.1. Consideraciones sismorresistente

4.3.1.1. Factor de Zona (Z)

El proyecto está ubicado en la ciudad de Lima, la zona de clasificación es 4, su índice de sismicidad es 0.45. El perfil del suelo, correspondiente es del tipo S2.

Tipo de suelo: S2 (Suelos intermedios)

Factor de amplificación del suelo (S): 1.05

Período del suelo (Tp): 0.6s

4.3.1.2. Factor de amplificación sísmica (C)

Periodo Fundamental:

$$T = \frac{H_n}{C_t} \dots\dots \text{Ecuación 14}$$

Donde Hn= altura de edificio en metros 9m

Ct= Pórticos: 35

$$T = 9/35 = 0,26s$$

Factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo:

$$C = 2,5 * \left(\frac{T_p}{T}\right); C \leq 2,5 \dots\dots \text{Ecuación 15}$$

$$T < T_p$$

$$C = 2,5$$

4.3.1.3. Categoría de la Edificación y Factor de Uso (U)

Categoría C, factor de uso de $U=1$

4.3.1.4. Sistema estructural

Pórticos de concreto armado, coeficiente de reducción $R_0=8$; ya que en su configuración resistente a cargas laterales no presentan irregularidades indicadas En las tablas N° 7 y N°8. En ese caso se toma el factor I_a e I_p es igual a 1,0.

Por lo tanto, el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas será igual al producto de R_0 por los factores I_a, I_p .

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

$$R = 8 * 1 * 1 = 8$$

Tabla 8

Irregularidades estructurales en altura

ESTRUCTURALES EN ALTURA	Ia Dir X-X	Ia Dir Y-Y
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	NO	1.00
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	NO	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	NO	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	NO	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	NO	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	NO	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	NO	1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	NO	1.00

Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, 2018

Tabla 9

Irregularidades estructurales en planta

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Ip Dir X-X	Ip Dir Y-Y
Irregularidad Torsional	NO 1.00	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	NO 1.00	1.00
Esquinas Entrantes	NO 1.00	1.00
Discontinuidad del Diafragma	NO 1.00	1.00
Sistemas no Paralelos	NO 1.00	1.00

Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, 2018

4.3.2. Análisis estático D-1

4.3.2.1. Fuerza Cortante en la Base

Representa solicitaciones sísmicas a través de un conjunto de fuerzas actuando en cada nivel de la edificación.

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot P \dots \dots \text{Ecuación 16}$$

$$C / R \geq 0,125$$

$$\frac{2.5}{8} = 0.312 \geq 0.125 \text{ "ok"}$$

$$V = \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 1.05}{8} \cdot 318.92 \text{ ton}$$

$$V_x = 47.09 \text{ tonf}$$

$$V_y = 47.09 \text{ tonf}$$

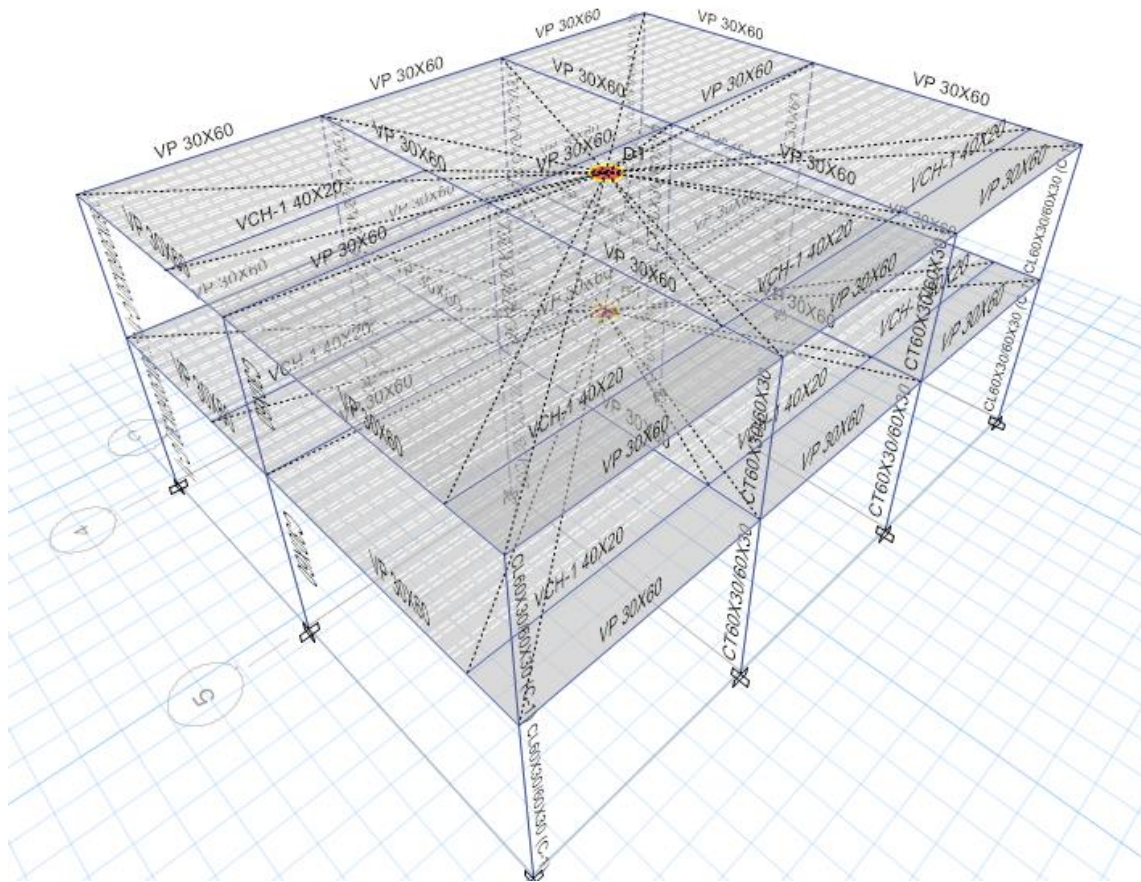


Figura. 5 Modelamiento D-1

4.3.3. Análisis Dinámicos D-1

Combinación espectral:

$$Sa = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g \text{Ecuación 17}$$

Tabla 10

Resumen de parámetros

RESUMEN					
Parámetro	Z	U	C	S	R
VALOR	0.45	1	2,5	1,05	8

$$S_a = \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 1.05}{8} * 9.81$$

$$S_a = 1.44 \text{ m/s}$$

Los datos usados para elaborar el diagrama del espectro son los siguientes:

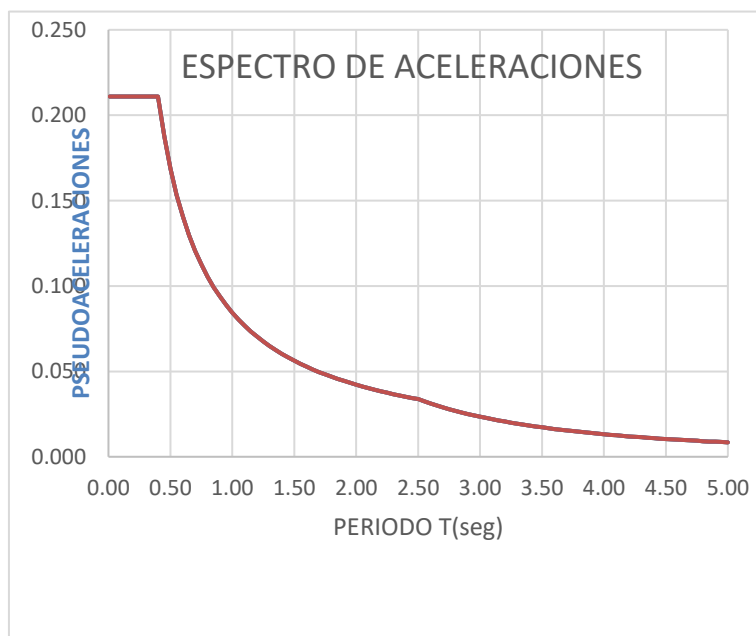


Figura. 6 Espectro de aceleraciones usado en el modelo estructural

4.3.3.1. Periodo

Para nuestro modelo consideramos 6 modos de vibración, esto con el fin de hallar el porcentaje de masa participativa en cada uno de los modos.

Tabla 11

Periodos de la estructura D-1

Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
1	0.285	0.0001	0.9279	0	0.0001	0.9279	0	0.172	1.16E-05	0.0001
2	0.279	0.9375	0.0001	0	0.9376	0.9279	0	1.64E-05	0.1445	0.0084
3	0.229	0.0081	0.0001	0	0.9457	0.928	0	1.47E-05	0.0011	0.9273
4	0.081	0.0539	3.30E-06	0	0.9996	0.928	0	3.83E-05	0.8485	0.0005
5	0.078	3.23E-06	0.072	0	0.9996	1	0	0.8278	0.0001	6.07E-06
6	0.065	0.0004	8.23E-06	0	1	1	0	0.0001	0.0059	0.0636

4.3.3.2. Respuesta de desplazamientos D-1

Se deberá multiplicar los desplazamientos obtenidos con el espectro de diseño por 0.75R.

Tabla 12

Desplazamientos laterales

Nivel	Desp.X (m)	Desp.Y(m)	Deriva X	Deriva Y
Piso 1	0.019	0.02	0.0025	0.0028
Piso 2	0.012	0.012	0.0032	0.0030

La norma peruana limita la deriva máxima a 0.007. Los resultados de las derivas máximas fueron de 0.0032 y 0.0030 en la dirección X e Y, respectivamente, cumpliendo el requisito mencionado.

4.4. Resumen de parámetros de diseño original D-1

4.4.1. Columnas

Resumen de la distribución de acero y dimensionamiento inicial.

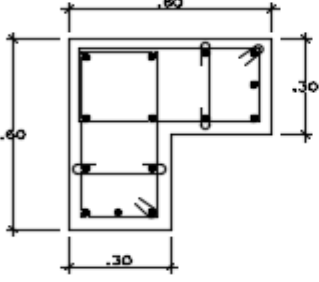
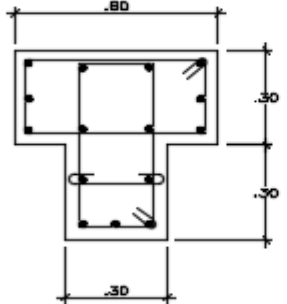
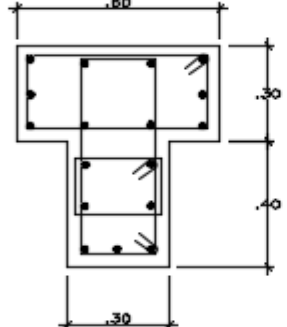
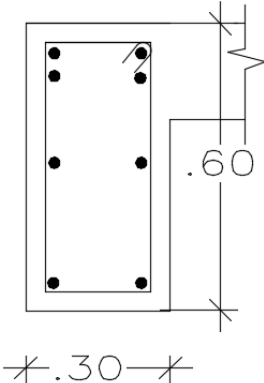
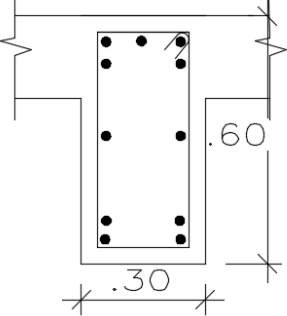
CUADRO DE COLUMNAS O CONFINAMIENTO			
COL	SECCION	1ER PISO	2DO PISO
C-1		$14\phi 3/8"$ $2\phi 3/8" + 2\phi 3/8" + 10\phi 10, r\phi 20$	$14\phi 3/8"$ $2\phi 3/8" + 2\phi 3/8" + 10\phi 10, r\phi 20$
C-2		$15\phi 3/8"$ $2\phi 3/8" + 1\phi 3/8" + 10\phi 10, r\phi 20$	$15\phi 3/8"$ $2\phi 3/8" + 1\phi 3/8" + 10\phi 10, r\phi 20$
C-3		$17\phi 3/8"$ $3\phi 3/8" + 10\phi 10, r\phi 20$	$17\phi 3/8"$ $3\phi 3/8" + 10\phi 10, r\phi 20$

Figura. 7 Distribución de acero y dimensionamiento inicial D-1

4.4.2. Vigas

CUADRO DE VIGAS	
V- 1	 <p>8 $\phi 3/4"$</p> <p>$\phi 3/8": 1@0.05, 14@0.10, RTO, @0.20C/EXTREMO.$</p>
V-2	 <p>11 $\phi 3/4"$</p> <p>$\phi 3/8": 1@0.05, 14@0.10, RTO, @0.20C/EXTREMO.$</p>

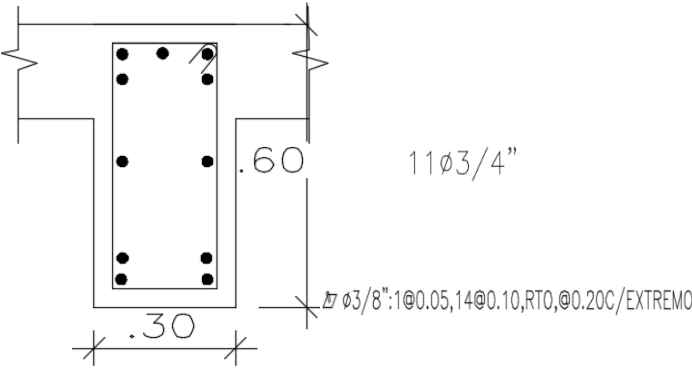
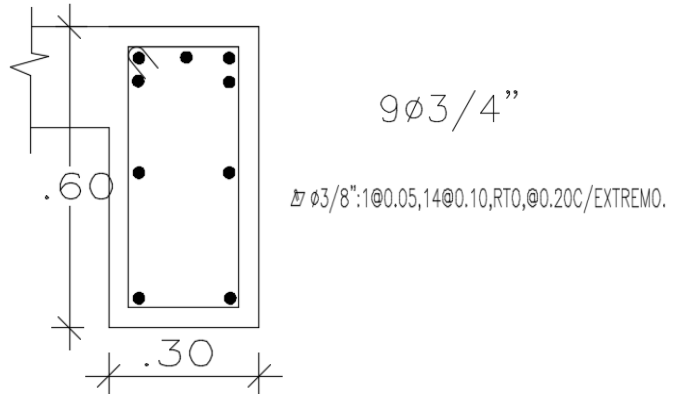
V-3	 <p>11Ø3/4"</p> <p>Ø3/8":1@0.05,14@0.10,RT0,@0.20C/EXTREMO.</p>
V-4	 <p>9Ø3/4"</p> <p>Ø3/8":1@0.05,14@0.10,RT0,@0.20C/EXTREMO.</p>

Figura. 8 Distribución de acero y dimensionamiento inicial D-1

4.5. Costo de Materiales

4.5.1. Concreto en Columnas $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y acero 4200 Kg/cm^2

Tabla 13

Resumen de metrado columnas D-1

01.01.03		COLUMNAS	
01.01.03.01	CONCRETO $F'c=210 \text{ KG/CM}^2$	M3	26.40
01.01.03.02	ACERO $FY = 4200 \text{ KG/CM}^2$	KG	5334.42

4.5.2. Concreto en Vigas $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y acero 4200 Kg/cm^2

Tabla 14

Resumen de metrado vigas D-1

01.01.04		VIGAS	
01.01.04.01	CONCRETO $F'c=210 \text{ KG/CM}^2$	M3	28.93
01.01.04.02	ACERO $FY = 4200 \text{ KG/CM}^2$	KG	3902.09

4.6.Diseño Mejorado D-2

4.6.1. Estructuración del diseño D-2

La ubicación y las características de los elementos estructurales ya han sido determinadas al inicio del proyecto.

4.6.2. Predimensionamiento D-2

4.6.2.1.Losa aligerada

De acuerdo con el pre dimensionamiento del ACI para obtener el espesor mínimo "H" será $L/21$, donde L es igual a la luz libre de la losa.

$$(ACI) \frac{4.67}{21} = 0.22 \text{ m} \approx 0.20 \text{ m}$$

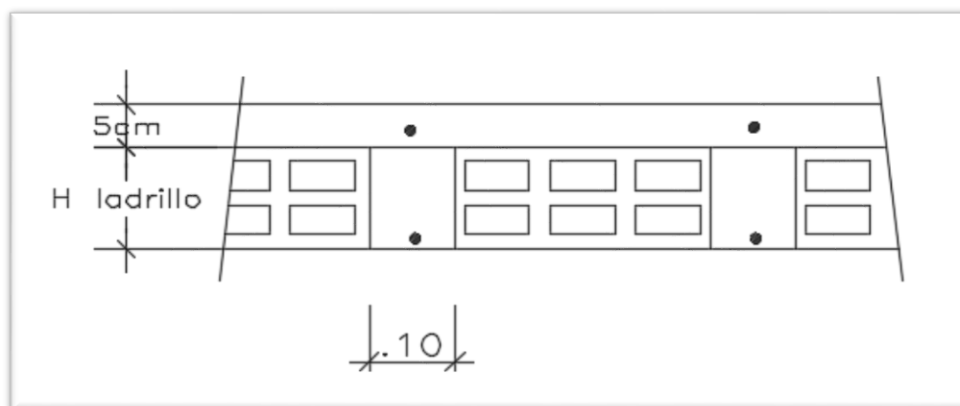


Figura. 9 Detalle de losa

El paño con la mayor luz es de 4.67 m. Aplicando el criterio anterior se obtiene un espesor de losa de 0.22, en tal caso la losa aligerada tendrá que ser de 20.00 cm.

- Piso terminado
 - 5cm adicionales
 - 150 kgf/m²

- Tabiquería = 150kgf/m^2

4.6.2.2. Vigas

4.6.2.2.1. Vigas principales

$$H = L / 12$$

$$H = 545 / 12 = 45.41\text{cm}, \text{ usaremos } H = 50\text{cm}$$

$$b = h / 2 = 50 / 2 = 25\text{cm}, \text{ usaremos } b = 25\text{cm}$$

Sección de viga principal: (25x50)

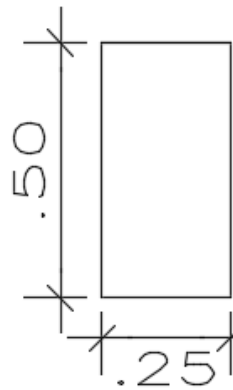


Figura. 10 Sección de viga

- $b_{\min} = 25\text{cm}$ (para evitar cangrejas)
- $b/h = \text{dimensiones } c / 5\text{cm}$

4.6.2.3. Columnas

Tabla 15

Predimensionamiento de columnas D-2

Tipo de Columna	Área Trib (m ²)	Peso (kg/m ²)	N° pisos	P servicio (kg)	f'c (kg/cm ²)	Coef. Tipo columna	Área columna (cm ²)	Área Mln columna (cm ²)		a lado columna (cm)	sección
C1	7.37	1000	2	14745.6	210	0.35	200.62	625	NO CUMPLE	14.16	25X50
C2	14.57	1000	2	29145.6	210	0.35	396.54	625	NO CUMPLE	19.91	25X50
C3	5.22	1000	2	10444.8	210	0.35	142.11	625	NO CUMPLE	11.92	25X50
C4	30.56	1000	2	61124.8	210	0.45	646.82	625	SI CUMPLE	22.43	25X50
C5	8.14	1000	2	16281.6	210	0.35	221.52	625	NO CUMPLE	14.88	25X50
C6	16.09	1000	2	32181.6	210	0.35	437.84	625	NO CUMPLE	20.92	25X50

4.6.3. Metrado de Cargas D-2

4.6.3.1. Losa aligerada

▪ Carga muerta (WD)

$$\text{Acabados} = 120 \text{ kg/m}^2 * 0.40\text{m} = 48\text{kg/m}$$

$$\text{Ladrillo de techo} = 65 \text{ kg/m}^2 * 0.40\text{m} = 26\text{kg/m}$$

$$\text{Total} = 74\text{kg/m}$$

▪ Carga viva (WL)

$$\text{S/C } 300 \text{ kg/m}^2 * 0.40\text{m} = 120\text{kg/m}$$

▪ Carga última (Wu)

$$\text{Wu} = 1.4(74 \text{ kg/m}) + 1.7(120\text{kg/m})$$

$$\text{Wu} = 307.1 \text{ kg/m}$$

4.6.3.2. Vigas Principales

- **Carga muerta (WD)**

- **Carga muerta peso/m² At Peso/m**

Peso propio 120kg/m² 5.16 619.2kg/m

Ladrillo de techo 65 kg/m² 5.16 335.4kg/m

P.propio Viga **0.30x0.60x2400** =

432kg/m

WD = 1386.6 kg/m

- **Carga Viva (WL)**

Carga viva peso/m² At Peso/m

S/C según uso 300kg/m² 5.46 1638 kg/m

WL= 1638 kg/m

- **Carga ultima (WU)**

$W_u = 1.4(1386) + 1.7 (1638)$

Wu= 4725 kg/m

4.6.3.3. Columnas

- **Carga muerta (WD)**

Peso de la losa 120 kg/m² x 7.37m = 884.4kg/m

Peso de la viga 0.60 x 0.30 x 2400 = 432 kg/m

Peso del muro 0.15 x 3.5 x 1350 = 708.75 kg/m

WD= 2025.15kg/m

- **Carga viva (WL)**

$$s/c \ 300 \text{ kg/m}^2 \times 7.37\text{m} = 2211 \text{ kg/m}$$

$$\mathbf{WL= 2211 \text{ kg/m}}$$

- **Carga ultima (WU)**

$$W_u = 1.4(2025.15) + 1.7 (2211)$$

$$\mathbf{W_u= 6593.91 \text{ kg/m}}$$

4.7. Análisis estático y dinámico D-2

4.7.1. Análisis estático D-2

4.7.1.1. Fuerza Cortante en la Base

Representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de
fuerzas actuando en cada nivel de la edificación.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

$$C / R \geq 0,125$$

$$\frac{2.5}{8} = 0.312 \geq 0.125 \text{ "ok"}$$

$$V = \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 1.05}{8} \cdot 292.49\text{ton}$$

$$\mathbf{V_x= 43.18\text{tonf}}$$

$$\mathbf{V_y= 43.18\text{tonf}}$$

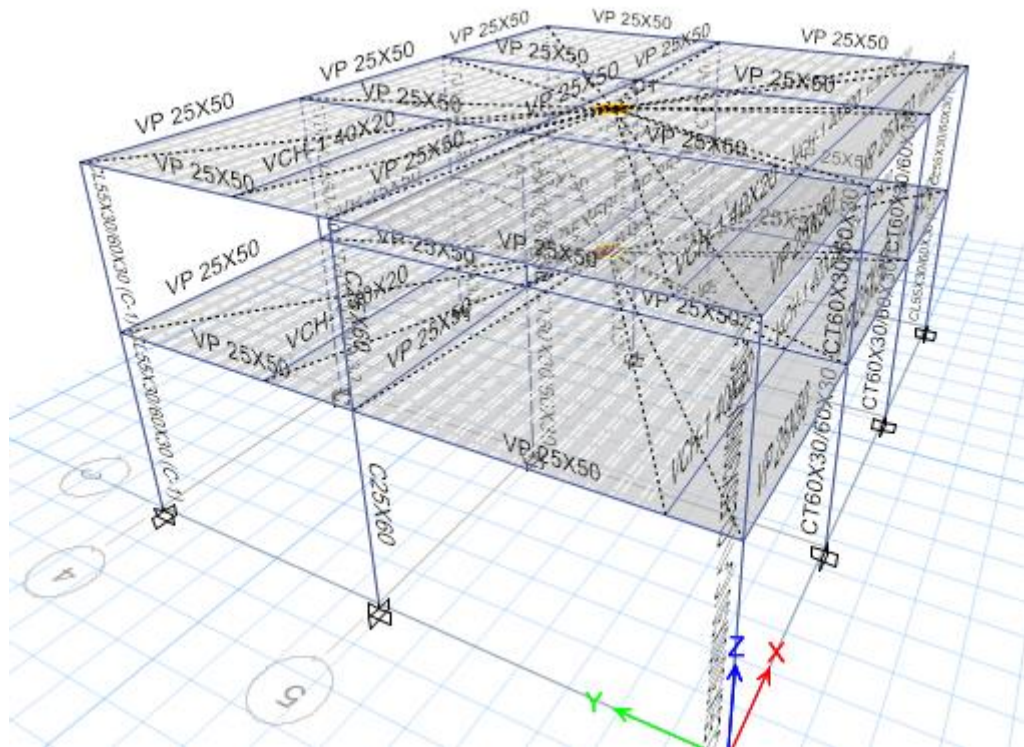


Figura. 11 Modelamiento D-2

4.7.2. Análisis Dinámicos D-2

En el caso de edificaciones convencionales se utilizará el procedimiento de combinación espectral.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Tabla 16

Resumen de parámetros D-2

RESUMEN					
Parámetro	Z	U	C	S	R
VALOR	0.45	1	2,5	1,05	8

$$S_a = \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 1.05}{8} * 9.81$$

$$S_a = 1.44 \text{ m/s}^2$$

Los datos usados para elaborar el diagrama del espectro son los siguientes:

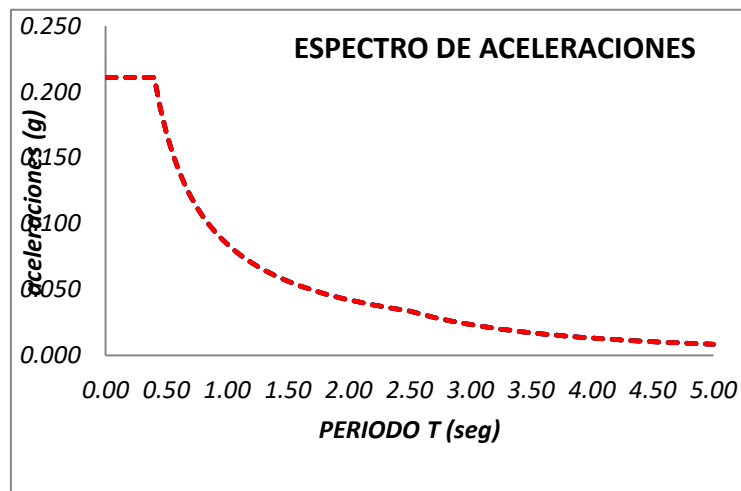


Figura. 12 Espectro de aceleraciones usado en el modelo estructural

4.7.2.1. Respuesta de desplazamientos D-2

Se multiplicaron los desplazamientos obtenidos con el espectro de diseño por 0.75R.

Tabla 17

Desplazamientos laterales máximos D-2

Nivel	Desp. X (m)	Desp. Y (m)	Deriva X	Deriva Y	Limite
Piso 1	0.0026	0.0029	0.0038	0.0041	0.007
Piso 2	0.0049	0.005	0.0035	0.0044	0.007

La norma peruana limita la deriva máxima a 0.007 en estructuras porticadas.

En la investigación, se obtuvo derivas máximas de 0.0038 y 0.0044 en la dirección X e Y, respectivamente, cumpliendo con la norma vigente.

4.8. Diseño en concreto

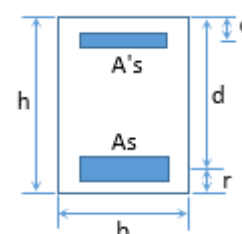
4.8.1. Diseño de vigas por flexión

4.8.1.1. Datos Geométricos

$b = 25 \text{ cm}$ Ancho de viga

$h = 50 \text{ cm}$ peralte de viga

$d = 46 \text{ cm}$ peralte efectivo de viga



4.8.1.2. Datos del material

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ resistencia a la compresión del concreto

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$\phi = 0.9$

4.8.1.3. Análisis estructural

$M_u = 10.01 \text{ Ton-m}$

4.8.1.4. Diseño estructural

$A_s = 6.84 \text{ cm}^2$

$\rho_b = 0.02125$

$A_{s \text{ máx.}} = 18.33 \text{ cm}^2$

$A_{s \text{ mín}} = 2.8 \text{ cm}^2$

- Resumen de diseño por flexión

Tabla 18

Momentos flectores y área de acero de la viga V-1 de los tramos 6-5 y 5-4

	EJE 6 - 5			EJE 5 - 4		
Momento	9.26	-	10.77	8.74	-	9.56
flector	0.83	4.91	0.32	1.85	3.67	3.78
Área de	5.80	-	6.82	5.45	-	6.00
acero	0.49	2.98	0.19	1.10	2.21	2.28
(cm ²)						
Barras	3 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	4 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	4 ϕ 5/8"
	2 ϕ 1/2"	3 ϕ 1/2"	2 ϕ 1/2"	2 ϕ 1/2"	2 ϕ 1/2"	2 ϕ 1/2"

Tabla 19

Momentos flectores y área de acero de la viga V-2

	EJE 6 - 5			EJE 5 - 4		
Momento	13.95	-	18.25	14.66	-	14
flector	-	3.35	-	-	7.58	-
Área de	9.06	-	12.31	9.58	-	9.10
acero	-	2.01	-	-	4.69	-
(cm2)						
Barras	2ø1"	2ø1"	2ø1"+1ø3/4"	2ø1"	2ø1"	2ø1"
	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"

Tabla 20

Momentos flectores y área de acero de la viga V-3

	EJE 6 - 5			EJE 5 - 4		
Momento	14	-	18.15	14.06	-	13.79
flector	-	10.01	-	-	7.33	-
Área de	9.10	-	12.24	9.14	-	8.94
acero	-	6.30	-	-	4.52	-
(cm2)						
Barras	2ø1"	2ø1"	2ø1"+1ø3/4"	2ø1"	2ø1"	2ø1"
	2ø3/4"	3ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"

Tabla 21

Momentos flectores y área de acero de la viga V-4

	EJE 6 - 5			EJE 5 - 4		
Momento	8.55	-	10.63	8.2	-	9.35
flector	-	4.95	-	-	3.53	-
Área de	5.32	-	6.72	5.09	-	5.86
acero	-	3.00	-	-	2.12	-
(cm2)						
Barras	3ø5/8"	3ø5/8"	4ø5/8"	3ø5/8"	3ø5/8"	3ø5/8"
	2ø1/2"	3ø1/2"	2ø1/2"	2ø1/2"	2ø1/2"	2ø1/2"

4.8.2. Diseño por cortante

4.8.2.1.Datos

$$M_u = 10.01 \text{ Ton}$$

$$V_u = 8.63 \text{ Ton}$$

$$\lambda = 1$$

$$b_w = 25 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$A_s = 5.80 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\Phi = 0.75$$

$$\sqrt{f_c} = 14.49$$

$$V_{ud}/M_u = 0.39$$

$$\rho_w = 0.0052$$

4.8.2.2.Cortante resistente del concreto

$$V_c = 8.55 \text{ Ton}$$

$$\Phi V_c = 6.41 \text{ Ton}$$

$$1/2 \Phi V_c = 3.21 \text{ Ton Se requiere refuerzo}$$

Transversal

4.8.2.3. Cortante que debe resistir el acero

$$V_s = 2.96 \text{ Ton}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

4.8.2.4. Separación de los estribos

$$S_{\text{necesaria}} = 62.59 \text{ cm}$$

$$s_{\text{max}} = 22.50 \text{ cm}$$

$$S_{\text{propuesta}} = 20.00 \text{ cm}$$

$$A_v_{\text{min}} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$V_s = 9.26 \text{ Ton}$$

$$V_n = 17.81 \text{ Ton}$$

4.8.2.5. Cortante resistente de la sección

$$\Phi V_n = 13.36 \text{ Ton}$$

4.8.3. Columnas

4.8.3.1. Diseño por flexo- compresión

Para el diseño de columnas se debe considerar que para este tipo de elementos intervienen dos tipos de efectos simultáneamente que son la compresión pura y la flexión y que combinadas se le denomina flexo-compresión.

Para el diseño por flexo-compresión se debe considerar que:

$$P_u \geq 0.1 \times f'_c \times A_g$$

$$P_u \geq 0.1 \times 210 \times 25 \times 60$$

$$P_u \geq 31.5 \text{ Tn}$$

Tenemos un $P_u = 47.00 \text{ Tn}$, Por lo tanto, procedemos a diseñar por flexo compresión.

La columna que usaremos para el diseño será la que se ubica en el eje 6, intersección de y "C-D" la cual tiene una medida de 25x50 cm.

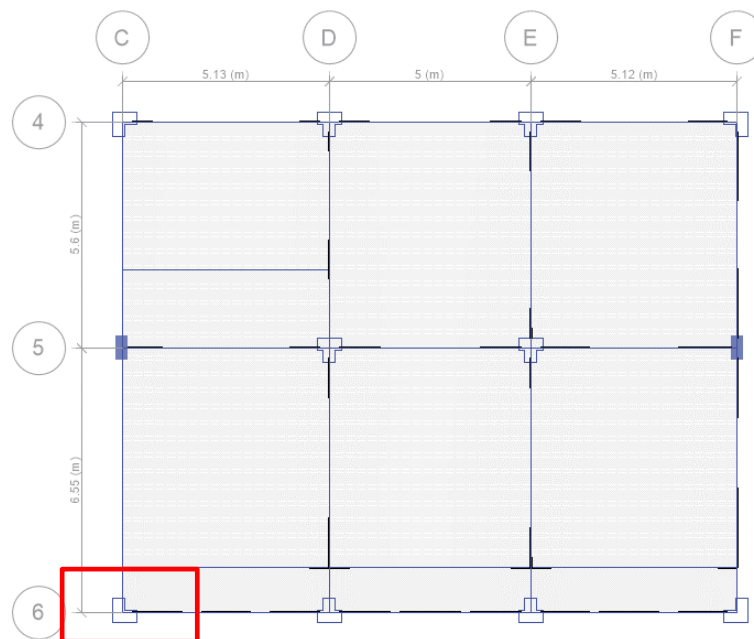


Figura. 13 Ubicación de columnas

Del análisis estructural tenemos los siguientes resultados para nuestra columna en estudio

Tabla 22

Tabla de combinaciones

Nivel	Descripción	Combinaciones	Pu (tn)	Mu ₂₋₂ (tn-m)	Mu ₃₋₃ (tn-m)
Plan P1	C1	1.4D + 1.7L	47.005	0.093	2.512
		1.25 D + 1.25 L + Sx	39.360	9.562	2.049
		1.25 D + 1.25 L + Sy	36.705	0.284	-6.340
		0.9 D + Sx	19.061	9.514	0.740
		0.9 D + Sy	16.406	0.235	-7.648
		1.25 D + 1.25 L - Sx	39.026	-9.412	1.996
		1.25 D + 1.25 L - Sy	41.681	-0.134	10.384
		0.9 D - Sx	18.727	-9.461	0.687
		0.9 D - Sy	21.382	-0.183	9.076

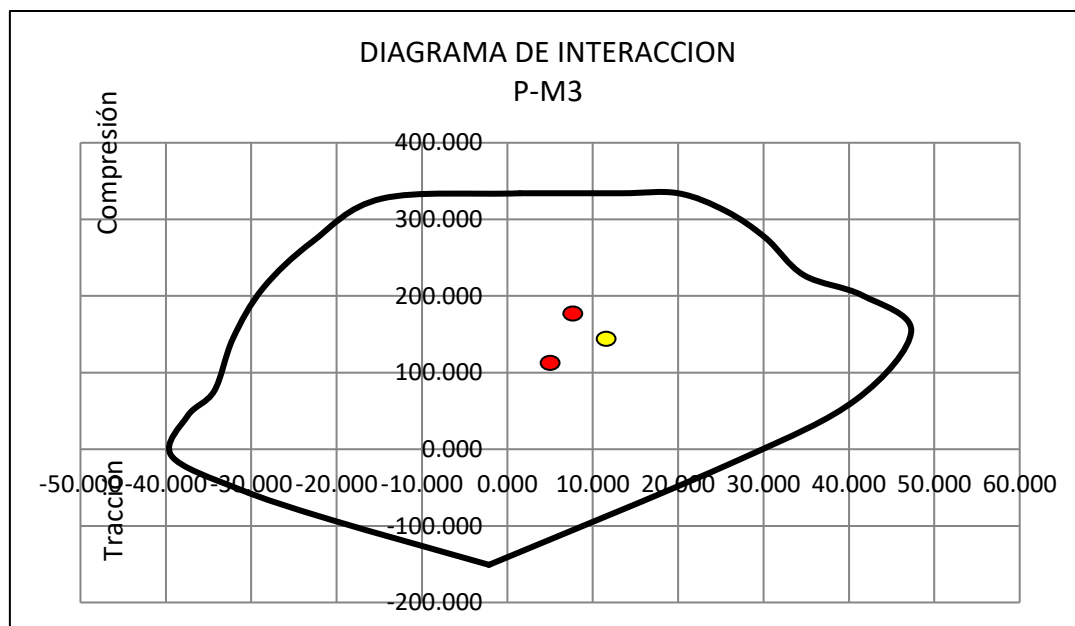


Figura. 14 Diagrama de interacción Columna 1- diseño D-2, P-M3

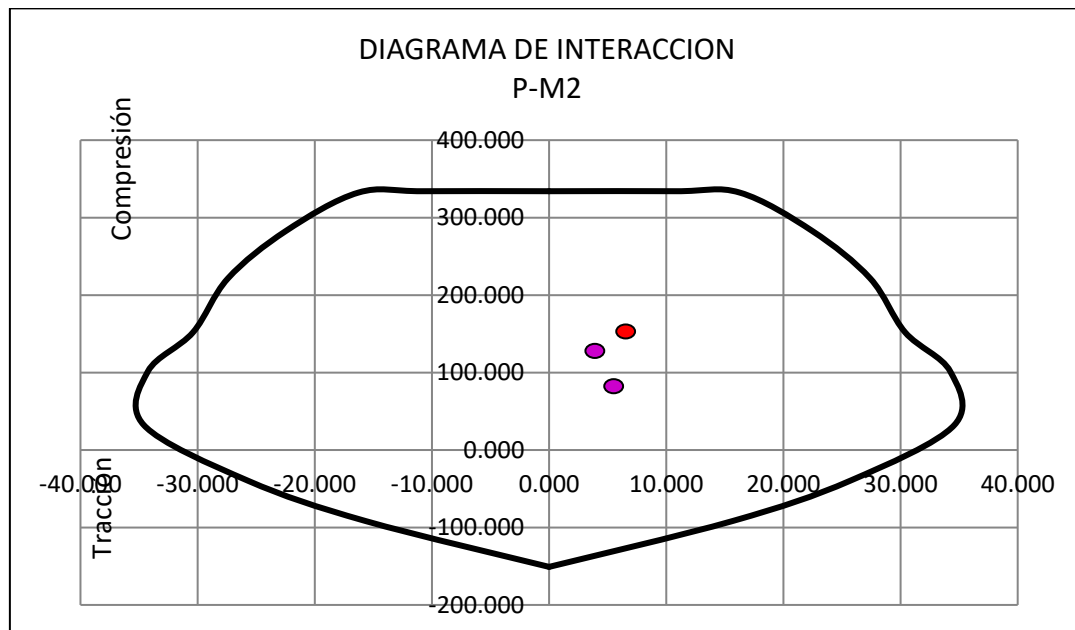


Figura. 15 Diagrama de interacción Columna 1- diseño D-2, P-M2

CAPÍTULO V. RESULTADOS

5.1.Resultados comparativos

5.1.1. Comparación costos

5.1.1.1.Dimensiones

Las secciones en los elementos estructurales varían, influyendo directamente sobre la cantidad de materiales a emplear.

5.1.1.1.1. Metrado

Los metrados de acero, concreto y encofrado realizado, se analiza la cantidad de material que representa la aplicación de ambos diseños estructurales. Estos se muestran de manera detallada para cada alternativa.

Tabla 23

Resumen de metrado acero D-1 y D-2

DESCRIPCION DE LA PARTIDA		DISEÑO ESTRUCTURAL		Optimización
		D-1 METRADO	D-2 METRADO	
ACERO	COLUMNAS	Kg 5334.42	Kg 3154.28	45%
	VIGAS	Kg 3902.09	Kg 1856.8	
	TOTAL	Kg 9236.51	Kg 5011.08	

Tabla 24

Prueba t para medias de dos muestras emparejadas del acero

	Variable 1	Variable 2
Media	4618.2550	2505.5400
Varianza	1025784.6145	841727.1752
Observaciones	2.0000	2
Coeficiente de correlación de Pearson	1.0000	
Diferencia hipotética de las medias	0.0000	
Grados de libertad	1.0000	
Estadístico t	31.3343	
P(T<=t) una cola	0.0102	
Valor crítico de t (una cola)	6.3138	
P(T<=t) dos colas	0.020310	
Valor crítico de t (dos colas)	12.7062	

En esta tabla vemos el valor del estadístico t que es 31.33. El punto positivo que delimita la región crítica y de aceptación para el caso bilateral aparece como valor crítico para dos colas 12.70 (el negativo seria -12.70 recuerde que la distribución es simétrica). Podemos ver que el valor positivo para una cola es 6.31, el valor negativo seria, por tanto -6.31. En este sentido, nuestra hipótesis fue que la media de la muestra B es menor que la media de la muestra A, dado que nuestro estadístico toma el valor 31.33, y este es mayor que 6.31 se aceptada que la media de B es menor que la media de A.

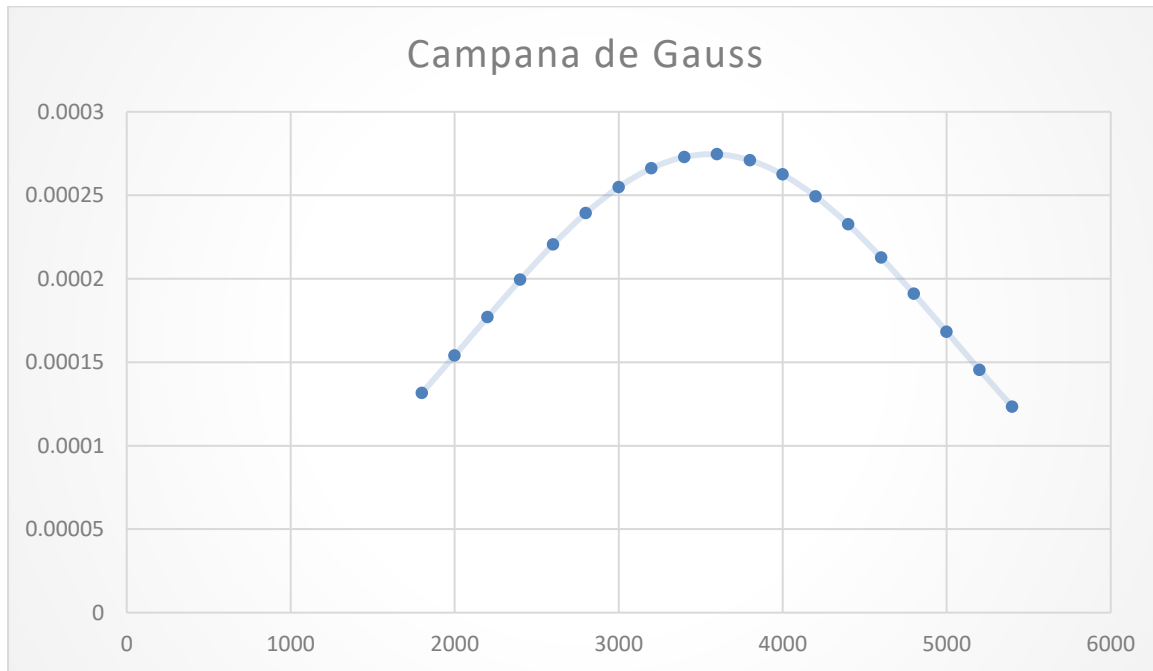


Figura. 16 Distribución normal de acero

El punto positivo que delimita la región crítica y de aceptación para el caso bilateral aparece como valor crítico para dos colas 12.70 (el negativo sería -12.70 recuerde que la distribución es simétrica).

Tabla 25

Resumen de metrado concreto D-1 y D-2

		DISEÑO ESTRUCTURAL				Optimización
		D-1		D-2		
DESCRIPCION DE LA PARTIDA		METRADO		METRADO		
CONCRETO	COLUMNAS	M3	26.40	M3	21.45	
	VIGAS	M3	28.93	M3	20.32	
	TOTAL	M3	55.33	M3	41.77	24%

Tabla 26

Prueba t para medias de dos muestras emparejadas del concreto

	Variable 1	Variable 2
Media	27.6650	20.8850
Varianza	3.2005	0.63845
Observaciones	2.0000	2
Coeficiente de correlación de Pearson	-1.0000	
Diferencia hipotética de las medias	0.0000	
Grados de libertad	1.0000	
Estadístico t	3.7049	
P(T<=t) una cola	0.0839	
Valor crítico de t (una cola)	6.3138	
P(T<=t) dos colas	0.167832	
Valor crítico de t (dos colas)	12.7062	

En esta tabla vemos el valor del estadístico t que es 3.70. El punto positivo que delimita la región crítica y de aceptación para el caso bilateral aparece como valor crítico para dos colas 12.70 (el negativo seria -12.70 recuerde que la distribución es simétrica). Podemos ver que el valor positivo para una cola es 6.31, el valor negativo seria, por tanto -6.31. En este sentido, nuestra hipótesis fue que la media de la muestra B es menor que la media de la muestra A, dado que nuestro estadístico toma el valor 3.70, y este es menor que 6.31 se aceptada que la media de B es menor que la media de A.

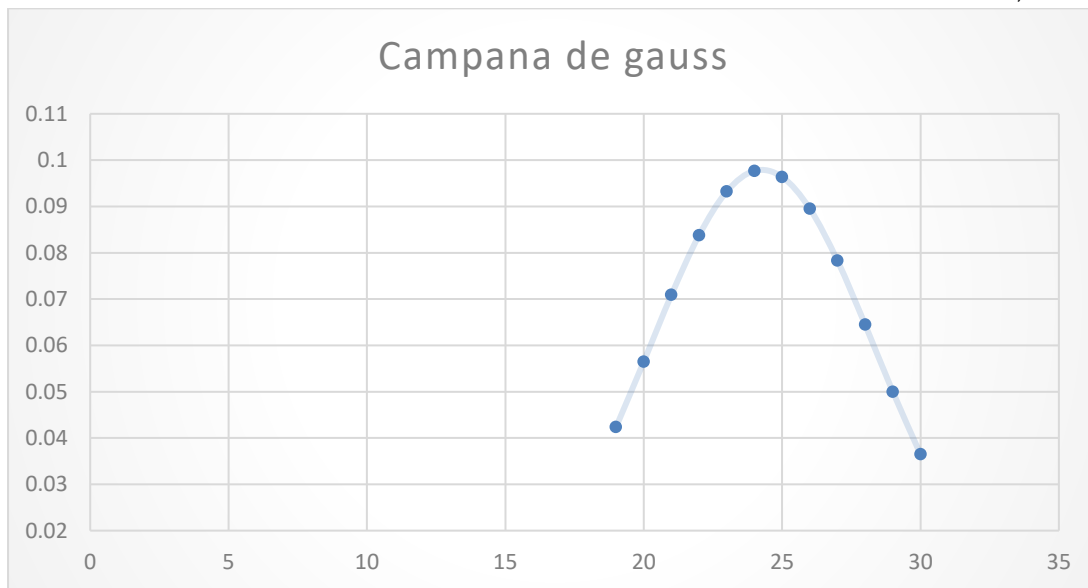


Figura. 17 Distribución normal del concreto

El punto positivo que delimita la región crítica y de aceptación para el caso bilateral aparece como valor crítico para dos colas 12.70 (el negativo sería -12.70 recuerde que la distribución es simétrica).

Tabla 27

Resumen de metrado de encofrado D-1 y D-2

DESCRIPCION DE LA PARTIDA		DISEÑO ESTRUCTURAL		Optimización
		D-1	D-2	
		METRADO	METRADO	
ENCOFRADO	COLUMNAS	M2 132.48	M2 121.92	
	VIGAS	M2 195.16	M2 157.23	
	TOTAL	M2 327.64	M2 279.15	15%

Tabla 28

Prueba t para medias de dos muestras emparejadas del encofrado

Prueba t para medias de dos muestras emparejadas

	Variable 1	Variable 2
Media	163.8200	139.5750
Varianza	1964.3912	623.39805
Observaciones	2.0000	2
Coeficiente de correlación de Pearson	1.0000	
Diferencia hipotética de las medias	0.0000	
Grados de libertad	1.0000	
Estadístico t	1.7716	
P(T<=t) una cola	0.1636	
Valor crítico de t (una cola)	6.3138	
P(T<=t) dos colas	0.327138	
Valor crítico de t (dos colas)	12.7062	

En esta tabla vemos el valor del estadístico t que es 1.77. El punto positivo que delimita la región crítica y de aceptación para el caso bilateral aparece como valor crítico para dos colas 12.70 (el negativo sería -12.70 recuerde que la distribución es simétrica). Podemos ver que el valor positivo para una cola es 6.31, el valor negativo sería, por tanto -6.31. En este sentido, nuestra hipótesis fue que la media de la muestra B es menor que la media de la muestra A, dado que nuestro estadístico toma el valor 1.77, y este es mayor que 1 se aceptada que la media de B es menor que la media de A.

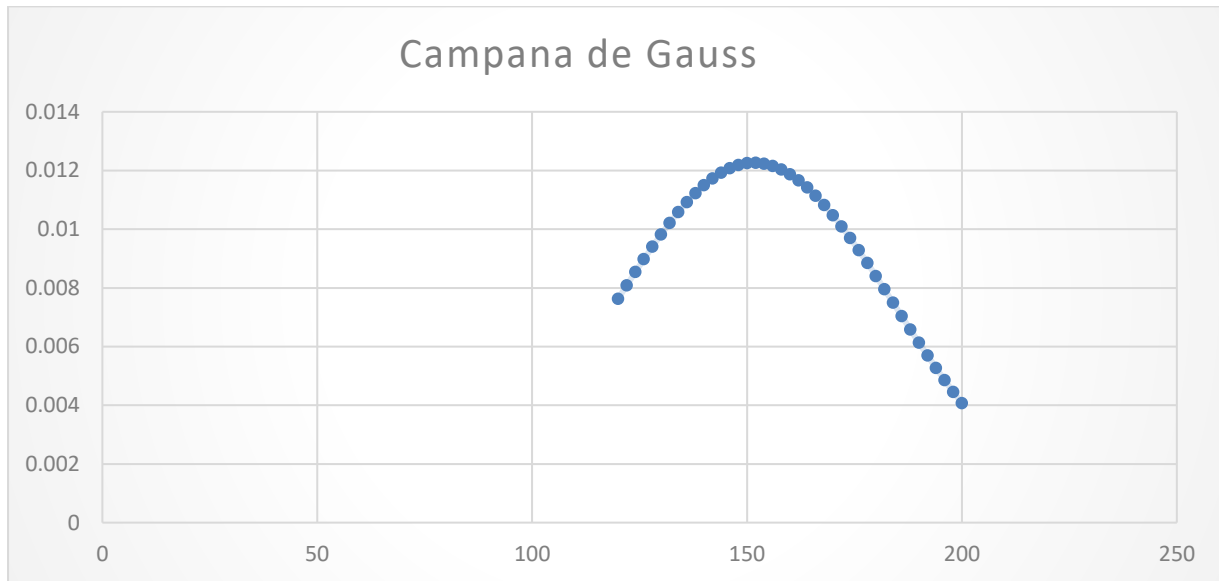


Figura. 18 Distribución normal del encofrado

El punto positivo que delimita la región crítica y de aceptación para el caso bilateral aparece como valor crítico para dos colas 12.70 (el negativo sería -12.70 recuerde que la distribución es simétrica).

5.1.1.1.2. Presupuesto

Tabla 29

Presupuesto D-1

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND.	METRADO	PRECIO UNT	PARCIAL
02.	PRESUPUESTO D-1				
02.01.	ENCOFRADO				
02.01.01	COLUMNAS	M2	132.48	36.82	4,877.91
02.01.01.01	VIGAS	M2	195.16	40.18	7,841.53
01.01.01.02	CONCRETO ARMADO				
01.01.03	COLUMNAS				
01.01.03.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM²	M3	26.40	429.94	11,349.02
01.01.03.02	ACERO FY = 4200 KG/CM²	KG	5,334.43	5.17	27,566.57
01.01.04	VIGAS				
01.01.04.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM²	M3	28.94	380.41	11,007.99
01.01.04.02	ACERO FY = 4200 KG/CM²	KG	3,902.09	4.20	16,407.03
COSTO DIRECTO S/.					74,172.13

Tabla 30

Presupuesto D-2

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND.	METRADO	PRECIO UNT	PARCIAL
01.	PRESUPUESTO D-2				
01.01.	ENCOFRADO				
01.01.02	COLUMNAS	M2	121.92	36.82	4,489.09
01.01.02.01	VIGAS	M2	157.23	40.18	6,317.50
01.01.02.02	CONCRETO ARMADO	KG			
01.01.03	COLUMNAS				
01.01.03.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM²	M3	21.45	429.94	9,223.33
01.01.03.02	ACERO FY = 4200 KG/CM²	KG	3,154.28	5.17	16,300.28
01.01.04	VIGAS				
01.01.04.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM²	M3	20.32	423.23	8,600.01
01.01.04.02	ACERO FY = 4200 KG/CM²	KG	1,218.19	4.25	5,178.71
COSTO DIRECTO S/.					50,108.92

Tabla 31

Prueba t para medias de dos muestras emparejadas Presupuesto

	Variable 1	Variable 2
Media	16582.4775	9825.5825
Varianza	59717620.9794	21793289.26
Observaciones	4.0000	4
Coeficiente de correlación de Pearson	0.7569	
Diferencia hipotética de las medias	0.0000	
Grados de libertad	3.0000	
Estadístico t	2.6056	
P(T<=t) una cola	0.0400	
Valor crítico de t (una cola)	2.3534	
P(T<=t) dos colas	0.0800	
Valor crítico de t (dos colas)	3.1824	

En esta tabla vemos el valor del estadístico t que es 2.60. El punto positivo que delimita la región crítica y de aceptación para el caso bilateral aparece como valor crítico para dos colas 3.18 (el negativo seria -3.18 recuerde que la distribución es simétrica). Podemos ver que el valor positivo para una cola es 2.35, el valor negativo seria, por tanto -2.35. En este sentido, nuestra hipótesis fue que la media de la muestra B es menor que la media de la muestra A, dado que nuestro estadístico toma el valor 2.60, y este es mayor que 2.35 se aceptada que la media de B es menor que la media de A.

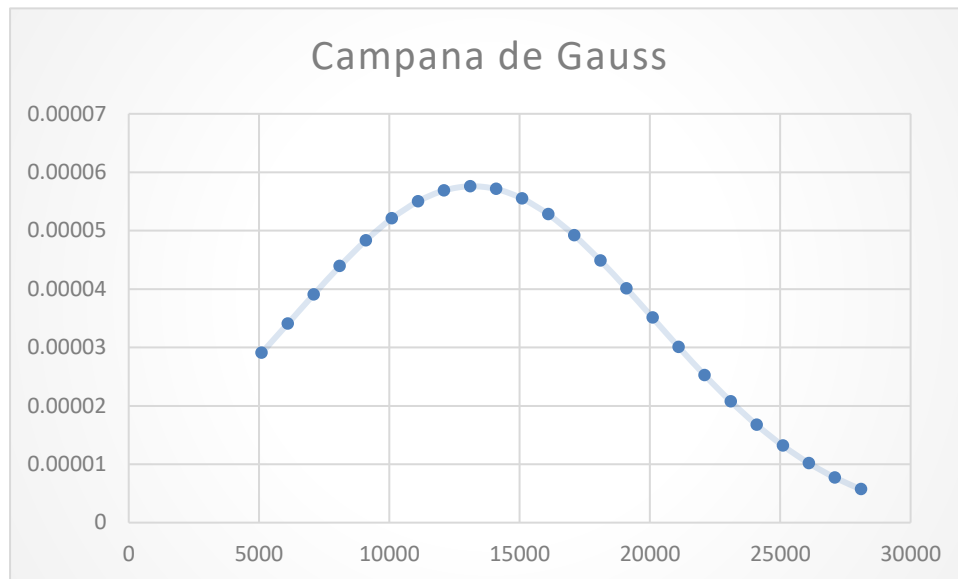


Figura. 19 Distribución normal del presupuesto

El punto positivo que delimita la región crítica y de aceptación para el caso bilateral aparece como valor crítico para dos colas 3.18 (el negativo sería -3.18 recuerde que la distribución es simétrica).

CAPÍTULO V. DISCUSIÓN

5.1. Discusión

Con respecto al antecedente propuesto por La Torre 2018 en su tesis de investigación “Optimización del diseño estructural, enfocado en el costo de edificaciones educativas de concreto armado teniendo como función minimizar el costo directo de las estructuras de concreto armado” quien concluye que la combinación óptima se halla en la combinación de valores de las variables de diseño que minimizan las cantidades de acero de refuerzo y concreto. Tiene cierta similitud al trabajo realizado, donde se diseñó en concreto armado, se modeló en el Etabs y se logró mejorar el diseño estructural y como resultado de esto se obtuvo una disminución en la cantidad de los materiales de concreto, acero, encofrado; y se logró una optimización de un 32% del costo inicial.

Del antecedente propuesto por Flores y Rodriguez (2000) en su trabajo de investigación “Diseño de Costo Óptimo de pórticos de hormigón armado”, el cual contribuye con el planeamiento del tema que es mejoramiento del diseño, logrando identificar que los elementos estructurales como son vigas y columnas se encontraban sobredimensionadas, esto también contribuye a una de las hipótesis de que el mejoramiento del diseño estructural en relación al costo del acero optimiza el presupuesto en la edificación Fabrica Molitalia-Los Olivos.

CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES

- 6.1.** Del trabajo se ha determinado que se obtuvo un ahorro económico del 32% del presupuesto en las partidas de concreto, acero y encofrado del proyecto de la edificación Fabrica Molitalia- Los Olivos, como se observa en la tabla N° 28 y N°29, esto se debió a la optimización de materiales como el acero y concreto, el cual ha permitido un ahorro significativo en el uso de materiales por ende una disminución en el costo del proyecto.
- 6.2.** Al mejorar el diseño estructural, se disminuyeron la cantidad de varillas de acero de los elementos estructurales como columnas y vigas, generando una disminución en la cantidad de kilogramos de acero corrugado, dicha disminución genero un ahorro de 45% en la cantidad de acero, como se puede observar en la tabla N° 23. De esta optimización se obtiene una disminución en la cantidad de horas – hombre (h-h), para la habilitación y colocación de acero.
- 6.3.** Al mejorar el diseño, se disminuyeron las áreas de las secciones de columnas y vigas, generando una disminución en el volumen de concreto (m3), dicha disminución genero un ahorro de 24% en el volumen de concreto, como se puede observar en la tabla N° 25.
- 6.4.** Al mejorar el diseño, se disminuyeron las áreas de las secciones de columnas y vigas, generando una disminución en el encofrado (m2), dicha disminución genero un ahorro de 15%, como se puede observar en la tabla N° 27
- 6.5.** Al no considerar el mejoramiento estructural el presupuesto seria de S/. 74,172.13, y considerando el mejoramiento el presupuesto y como resultado tenemos S/ 50,108.92.

CAPÍTULO VII. RECOMENDACIONES

- 7.1.** Se recomienda hacer uso adecuado de las normas de diseño peruanas en el predimensionamiento de un proyecto, para evitar sobrecostos en el costeo inicial del proyecto.
- 7.2.** Durante la ejecución del proyecto, va a primar la experiencia de los profesionales que ejecutan el proyecto, para poder identificar y gestionar de manera adecuada la optimización de recursos.
- 7.3.** Se recomienda la revisión del predimensionamiento de las estructuras principales de un proyecto para evaluar la posibilidad de la optimización de los materiales.

REFERENCIAS

- Abanto, F. (2003). *Análisis y Diseño de edificaciones*. Lima: San Marcos.
- Bartolomé, A. (2017). *Diseño y construcción de estructuras sísmo resistente de albañilería*. Lima: PUCP.
- Blanco, A. (2014). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima: Colegio de ingenieros del Perú.
- Bolaños, L. (2004). *Espectros de Peligro Sísmico uniforme*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Bozzo, M. (2003). *Sistemas estructurales*. Madrid: Reverte.
- Bustamante, Y. (2017). *Optimización estructural de una presa a gravedad*. Cajamarca: Universidad Nacional de Cajamarca.
- Carrasco, S. (2015). *Metodología de la investigación: pautas metodológicas para diseñar y elaborar el proyecto de investigación*. Lima: San Marcos.
- Díaz, I. (2016). *Optimización de conjuntos estructurales considerando los factores usualmente ignorados en la modelación usando la OAPI SAP2000-MatLab*. Cuba.
- Dzul, L. (2009). *Los costes de la calidad en el diseño de proyectos de construcción: un enfoque de proceso*. España.
- Elmer, M. (2014). *Construcción de estructura de concreto armado*. Madrid: 2da edición.
- La Torre, J. (2018). *Optimización del diseño estructural, enfocado en el costo de edificaciones educativas de concreto*. LIMA.
- Luis, A. (2005). *Control de la deriva en las normas de diseño sísmo resistente*. Lima: PUCP.
- Morales, R. (2004). *Diseño en concreto armado*. Lima: ICG.

- Negrin, I. (2016). *Diseño óptimo de estructuras de hormigón armado a flexocompresión*. Cuba.
- Ortega, V. (2004). *Análisis económico de diseños estructurales*. Lima: PUCP.
- Ottazzi, G. (2010). *Apuntes del curso concreto armado I*. Lima: PUCP.
- Pallares, Rodriguez, M. (2012). *Diseño óptimo de estructuras mediante el programa de elementos finitos ANSYS: Caso minimización de desplazamientos en vigas con restricciones de peso*. Colombia.
- Romani, S. (2002). *Optimización de estructuras aporticadas de concreto armado*. Lima.
- Schwartzman, N. (2013). *Diseño de un edificio de oficinas de concreto armado*. LIMA.
- Sencico. (2004). *Norma técnica de edificaciones E-020 Cargas*. Lima, Peru: Reglamento Nacional de Construcciones.
- Sencico. (2009). *Norma Técnica de edificación E-060 Concreto Armado*. Lima, Peru: Reglamento Nacional de Construcciones.
- Sencico. (2016). *Norma Técnica de edificación E-030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Peru: Reglamento Nacional de Construcciones.
- Tena, A. (2007). *Análisis de Estructuras con Métodos Matriciales*. Mexico: Limusa.
- Torrano, M. (2009). *Diseño óptimo de secciones y elementos estructurales de hormigón armado*. España: Universidad Politécnica de Cartagena.
- Velásquez, J. (1983). Optimización estructural de miembros de armaduras. *Tecnia*, 150.

ANEXOS

ANEXO 1: Plano estructural inicial

ANEXO 2: Metrado inicial

ANEXO 3: Análisis de precios unitarios

ANEXO 4: Presupuesto

ANEXO 5: Plano estructural mejorado

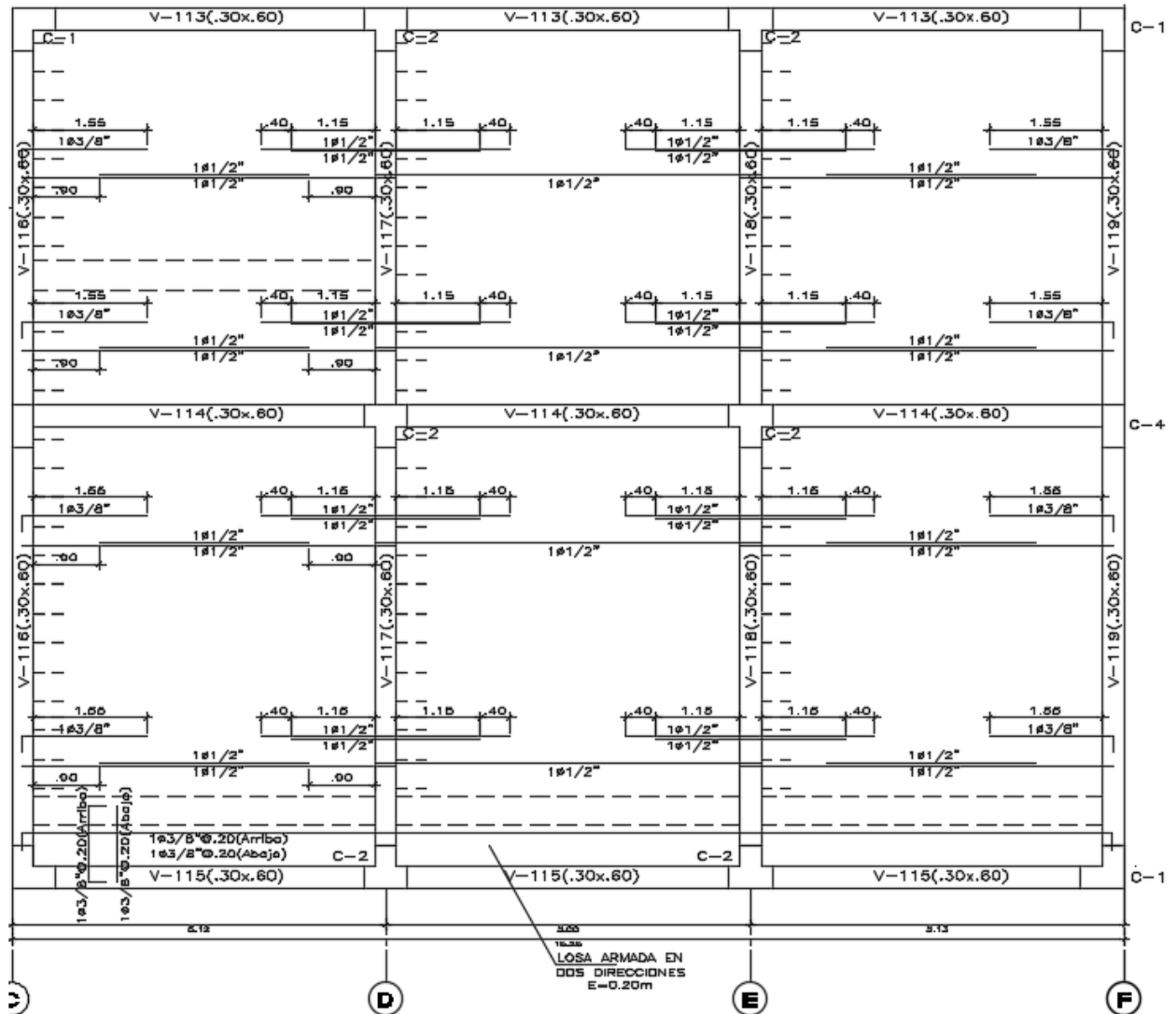
ANEXO 6: Metrado optimizado

ANEXO 7: Análisis de precios unitarios

ANEXO 8: Presupuesto optimizado

ANEXO 9: Matriz de consistencia

PLANO ESTRUCTURAL INICIAL



METRADO INICIAL

02.01.03 COLUMNAS

02.01.03.0 CONCRETO F'C=210

1 KG/CM²

DESCRIP.	LARGO	ANCHO	ALTO	# VECES	M3
C - 1	0.9	0.3	8.38	4	9.05
C - 2	0.9	0.3	8.38	6	13.58
C - 3	0.6	0.3	8.38	2	3.02
C - 4	0.3	0.3	8.38	1	0.75
				TOTAL (m3)	26.40

02.01.03.0 ACERO FY = 4200

2 KG/CM²

Descripción	Ø (pulg)	# Elem.	# Piezas/Elem.	Long (m)	Peso (kg/m)	Parcial (Kg)
C - 1	3/4	4	14	9.28	2.24	1164.083 2
C - 2	3/4	6	15	9.28	2.24	1870.848
C - 4	3/4	2	10	9.28	2.24	415.744
C - 5	3/4	1	8	9.28	2.24	166.2976
ESTRIBOS						
C - 1	3/8	4	64	1.78	0.56	255.1808
C - 1	3/8	4	64	1.78	0.56	255.1808
C - 2	3/8	6	64	1.78	0.56	382.7712
C - 2	3/8	6	64	1.78	0.56	382.7712
C - 4	3/8	2	64	1.78	0.56	127.5904
C - 4	3/8	2	64	1.04	0.56	74.5472
C - 5	3/8	1	64	1.18	0.56	42.2912
C - 5	3/8	1	64	0.82	0.56	29.3888
GANCHOS						
C - 1	3/8	4	128	0.39	0.56	111.8208
C - 2	3/8	4	64	0.39	0.56	55.9104
					TOTAL(kg)	5334.425 6

02.01.04 VIGAS

02.01.04.0 CONCRETO F'C=210

1 KG/CM²

DESCRIP.	LARGO	ANCHO	ALTO	# VECES	M3
NIVEL 1					
V - 113 (.25X.50) EJE 4	12.86	0.3	0.6	1	2.3148
V - 114 (.25X.50) EJE 5	13.46	0.3	0.6	1	2.423
V - 115 (.25X.50) EJE 6	12.86	0.3	0.6	1	2.3148
V - 116 (.25X.50) EJE C	10.3	0.3	0.6	1	1.854
V - 117 (.25X.50) EJE D	10.3	0.3	0.6	1	1.854
V - 118 (.25X.50) EJE E	10.3	0.3	0.6	1	1.854
V - 119 (.25X.50) EJE F	10.3	0.3	0.6	1	1.854
NIVEL 2					
V - 213 (.25X.50) EJE 4	12.86	0.3	0.6	1	2.3148
V - 214 (.25X.50) EJE 5	13.46	0.3	0.6	1	2.423
V - 215 (.25X.50) EJE 6	12.86	0.3	0.6	1	2.3148
V - 216 (.25X.50) EJE C	10.3	0.3	0.6	1	1.854
V - 217 (.25X.50) EJE D	10.3	0.3	0.6	1	1.854
V - 218 (.25X.50) EJE E	10.3	0.3	0.6	1	1.854
V - 219 (.25X.50) EJE F	10.3	0.3	0.6	1	1.854
				TOTAL (M3)	28.9368

02.01.04.0 ACERO FY = 4200

2 KG/CM²

Descripción	Ø (pulg)	# Elem.	# Piezas/Elem.	Long (m)	Peso (kg/m)	Parcial (Kg)
NIVEL 1						
V - 113 (.30X.60) EJE 4						
Longitudinal inf y sup	3/4	1	4	16.06	2.24	143.8976
refuerzo negativo	5/8	1	1	11.3	1.55	17.515
refuerzo positivo	5/8	1	1	11.3	1.55	17.515
acero medio	3/8	1	2	15.26	0.56	17.0912
ESTRIBOS	3/8	1	112	1.62	0.56	101.6064
V - 114 (.30X.60) EJE 5						
Longitudinal inf y sup	3/4	1	4	16.05	2.24	143.808
Acero medio	3/8	1	2	15.24	0.56	17.0688
ESTRIBOS	3/8	1	118	1.62	0.56	107.0496

V - 115 (.30X.60) EJE 6						
Longitudinal inf y sup	3/4	1	4	16.06	2.24	143.8976
refuerzo negativo	5/8	1	1	11.3	1.55	17.515
refuerzo positivo	5/8	1	1	11.3	1.55	17.515
acero medio	3/8	1	2	15.26	0.56	17.0912
ESTRIBOS	3/8	1	112	1.62	0.56	101.6064
V - 116 (.30X.60) EJE C						
Longitudinal inf y sup	3/4	1	4	12.9	2.24	115.584
refuerzo negativo	3/4	1	2	9.8	2.24	43.904
acero medio	3/8	1	2	12.1	0.56	13.552
ESTRIBOS	3/8	1	82	1.62	0.56	74.3904
V - 117 (.30X.60) EJE D						
Longitudinal Sup e Inf	3/4	1	4	12.9	2.24	115.584
refuerzo negativo	3/4	1	1	9.8	2.24	21.952
refuerzo positivo	3/4	1	1	3.45	2.24	7.728
acero medio	3/8	1	2	12.1	0.56	13.552
ESTRIBOS	3/8	1	80	1.62	0.56	72.576
V - 118 (.30X.60) EJE E						
Longitudinal Sup e Inf	3/4	1	4	12.9	2.24	115.584
refuerzo negativo	3/4	1	4	9.8	2.24	87.808
refuerzo positivo	3/4	1	1	3.45	2.24	7.728
acero medio	5/8	1	1	12.1	1.55	18.755
ESTRIBOS	3/8	1	80	1.62	0.56	72.576
V - 119 (.30X.60) EJE F						
Longitudinal inf y sup	3/4	1	4	12.9	2.24	115.584
refuerzo negativo	3/4	1	3	9.8	2.24	65.856
acero medio	3/8	1	2	12.1	0.56	13.552
ESTRIBOS	3/8	1	82	1.62	0.56	74.3904
NIVEL 2						
V - 213 (.30X.60) EJE 4						
Longitudinal inf y sup	3/4	1	6	16.06	2.24	215.8464
refuerzo negativo	5/8	1	1	11.7	1.55	18.135
refuerzo positivo	5/8	1	1	11.7	1.55	18.135
acero medio	3/8	1	2	15.26	0.56	17.0912
ESTRIBOS	3/8	1	112	1.62	0.56	101.6064
V - 214 (.30X.60) EJE 5						
Longitudinal inf y sup	3/4	1	4	16.05	2.24	143.808
Acero medio	3/8	1	2	15.24	0.56	17.0688
ESTRIBOS	3/8	1	118	1.62	0.56	107.0496

V - 215 (.30X.60) EJE 6						
Longitudinal inf y sup	3/4	1	4	16.06	2.24	143.8976
refuerzo negativo	5/8	1	1	11.7	1.55	18.135
refuerzo positivo	5/8	1	1	11.7	1.55	18.135
acero medio	3/8	1	2	15.26	0.56	17.0912
ESTRIBOS	3/8	1	112	1.62	0.56	101.6064
V - 216 (.30X.60) EJE C						
Longitudinal inf y sup	3/4	1	4	12.9	2.24	115.584
refuerzo negativo	3/4	1	2	9.8	2.24	43.904
acero medio	3/8	1	2	12.1	0.56	13.552
ESTRIBOS	3/8	1	82	1.62	0.56	74.3904
V - 217 (.30X.60) EJE D						
Longitudinal Sup e Inf	3/4	1	4	12.9	2.24	115.584
refuerzo negativo	3/4	1	1	9.8	2.24	21.952
refuerzo positivo	3/4	1	1	3.45	2.24	7.728
acero medio	3/8	1	2	12.1	0.56	13.552
ESTRIBOS	3/8	1	80	1.62	0.56	72.576
V - 218 (.30X.60) EJE E						
Longitudinal Sup e Inf	3/4	1	4	12.9	2.24	115.584
refuerzo negativo	3/4	1	4	9.8	2.24	87.808
refuerzo positivo	3/4	1	1	3.45	2.24	7.728
acero medio	5/8	1	1	12.1	1.55	18.755
ESTRIBOS	3/8	1	80	1.62	0.56	72.576
V - 219 (.30X.60) EJE F						
Longitudinal inf y sup	3/4	1	4	12.9	2.24	115.584
refuerzo negativo	3/4	1	3	9.8	2.24	65.856
acero medio	3/8	1	2	12.1	0.56	13.552
ESTRIBOS	3/8	1	82	1.62	0.56	74.3904
					TOTAL (KG)	3902.094

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

01.01.03 COLUMNAS

CONCRETO F'C=210
01.01.03.01 KG/CM2

	UND	METRADO	CU	PARCIAL
COLUMNAS CONCRET	M3/dia	26.40	429.94	11349.02

RENDIMIENTO	10.00	m³/DIA
JORNADA	8.00	H/DIA

codigo	RECURSOS	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	
47 000	MANO DE OBRA						126.76
	OPERARIO	HH	1.00	0.80	18.73	14.98	
	OFICIAL	HH	2.00	1.60	15.18	24.29	
	PEON	HH	8.00	6.40	13.67	87.49	
	MATERIALES						281.37
	CEMENTO PORTLAND TIPO 1	BLS		9.73	22.20	216.01	
	ARENA GRUESA	M3		0.52	57.00	29.64	
	PIEDRA CHANCADA 3/4"	M3		0.53	63.90	33.87	
	AGUA (INC. ALMAC Y TRASLADO)	M3		0.19	10.00	1.86	
	EQUI Y HERRAMIENTA						21.80
	HERRAM 3% M.OBRA			0.03	126.76	3.80	
	MEZCLADORA TROMPO 8HP 9P3	HM	1.00	0.80	12.50	10.00	
	VIBRADORA D' CONCRET 4HP 2.4"	HM	1.00	0.80	10.00	8.00	
						C.U	429.94

ACERO FY = 4200
01.01.03.02 KG/CM2

	UND	METRADO	CU	PARCIAL
ACERO COLUMNAS	kg/dia	5334.43	5.17	27566.57

RENDIMIENTO	250.00	Kg/DIA
JORNADA	8.00	H/DIA

codigo	RECURSOS	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	
47 000	MANO DE OBRA						1.09
	OPERARIO	HH	1.00	0.0320	18.73	0.60	
	OFICIAL	HH	1.00	0.0320	15.18	0.49	
	MATERIALES						4.05

	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cmm2 grado 60	KG		1.07	3.50	3.75	
	ALAMBRE NEGRO N° 16	KG		0.05	6.10	0.31	
	EQUI Y HERRAMIENTA						0.03
	HERRAM 3% M.OBRA			0.03	1.09	0.03	
				C.U			5.17

01.01.04 VIGAS

CONCRETO F'C=210
01.01.04.01 KG/CM2

	UND	METRADO	CU	PARCIAL
VIGAS CONCRETRO	M3/dia	28.94	380.41	11007.99

RENDIMIENTO	15.00	m³/DIA
JORNADA	8.00	H/DIA

codigo	RECURSOS	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	
47 000	MANO DE OBRA						84.51
	OPERARIO	HH	1.00	0.53	18.73	9.99	
	OFICIAL	HH	2.00	1.07	15.18	16.19	
	PEON	HH	8.00	4.27	13.67	58.33	
	MATERIALES						281.37
	CEMENTO PORTLAND TIPO 1	BLS		9.73	22.20	216.01	
	ARENA GRUESA	M3		0.52	57.00	29.64	
	PIEDRA CHANCADA 3/4"	M3		0.53	63.90	33.87	
	AGUA (INC. ALMAC Y TRASLADO)	M3		0.19	10.00	1.86	
	EQUI Y HERRAMIENTA						14.54
	HERRAM 3% M.OBRA			0.03	84.51	2.54	
	MEZCLADORA TROMPO 8HP 9P3	HM	1.00	0.53	12.50	6.67	
	VIBRADORA D' CONCRET 4HP 2.4"	HM	1.00	0.53	10.00	5.33	
				C.U			380.41

ACERO FY = 4200
01.01.04.02 KG/CM2

	UND	METRADO	CU	PARCIAL
ACERO VIGAS	kg/dia	3902.09	4.20	16407.03

RENDIMIENTO	250.00	Kg/DIA
JORNADA	8.00	H/DIA

código	RECURSOS	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	
47 000	MANO DE OBRA						1.09
	OPERARIO	HH	1.00	0.0320	18.73	0.60	
	OFICIAL	HH	1.00	0.0320	15.18	0.49	
	MATERIALES						3.09
	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cmm2 grado 60	KG		1.07	2.60	2.78	
	ALAMBRE NEGRO N° 16	KG		0.05	6.10	0.31	
	EQUI Y HERRAMIENTA						0.03
	HERRAM 3% M. OBRA			0.03	1.09	0.03	
						C.U	4.20

METRADO DE ENCOFRADO DE COLUMNAS Y VIGAS PLANO INICIAL

METRADO DE ENCOFRADOS

Partida	Descripción	Und	N° Veces	Dimensiones			Parcial	Total(m2)
				Longitud (m)	Área (m2)	H(m)		
01	COLUMNAS							
01.01	Encofrado y Desencofrado para distintos tipos de columnas							
	Primer y Segundo Piso							
	c-1							
		4	1	2.40		2.40	23.04	
								46.08
	c-2							
		6	1	2.40		2.40	34.56	
								69.12
	c-4							
		2	1	1.80		2.40	8.64	
								17.28
								132.48
02	VIGAS							

01.01	Encofrado y Desencofrado para distintos tipos de Vigas							
	Primer y Segundo Piso							
	HORIZONTALES							
	V-103 , V - 113 (0.30 x 0.60) - eje 3-4, ByC hasta F							
		1	1	4.23		1.30	5.50	
		1	1	4.40		1.30	5.72	
		1	1	4.23		1.30	5.50	
								33.44
	V - 114 (0.30 x 0.60) - eje 5, ByC hasta F							
		1	1	4.53		1.10	4.98	
		1	1	4.40		1.10	4.84	
		1	1	4.53		1.10	4.98	
								29.61
	V - 115 (0.30 x 0.60) - eje 6, ByC hasta F							
		1	1	4.23		1.30	5.50	
		1	1	4.40		1.30	5.72	
		1	1	4.23		1.30	5.50	
								33.44
	VERTICALES							
	V-116 (0.30 x 0.60) - eje ByC entre 3,4 y 6							
		1	1	4.81		1.30	6.25	
		1	1	5.45		1.30	7.09	
								26.68
	V-117 (0.30 x 0.60) - eje D entre 3,4 y 6							
		1	1	4.85		1.10	5.34	
		1	1	5.45		1.10	6.00	
								22.66
	V-118 (0.30 x 0.60) - eje E entre 3,4 y 6							
		1	1	4.85		1.10	5.34	

		1	1	5.45		1.10	6.00	
								22.66
	V-119 (0.30 x 0.60) - eje F entre 3,4 y 6							
		1	1	4.81		1.30	6.25	
		1	1	5.45		1.30	7.09	
								26.68
						TOTAL: (M2)		195.16

METRADO DE ENCOFRADO DE COLUMNAS Y VIGAS PLANO MODIFICADO

METRADO DE ENCOFRADOS

Partida	Descripción	Und	N° Veces	Dimensiones			Parcial	Total(m2)
				Longitud (m)	Area (m2)	H(m)		
01	COLUMNAS							
01.01	Encofrado y Desencofrado para distintos tipos de columnas							
	Primer y Segundo Piso							
	c-1							
		4	1	2.30		2.40	22.08	
								44.16
	c-2							
		4	1	2.40		2.40	23.04	
								46.08
	c-3							
		2	1	1.60		2.40	7.68	
								15.36
	c-4							
		2	1	1.70		2.40	8.16	
								16.32
								121.92
02	VIGAS							
01.01	Encofrado y Desencofrado para							

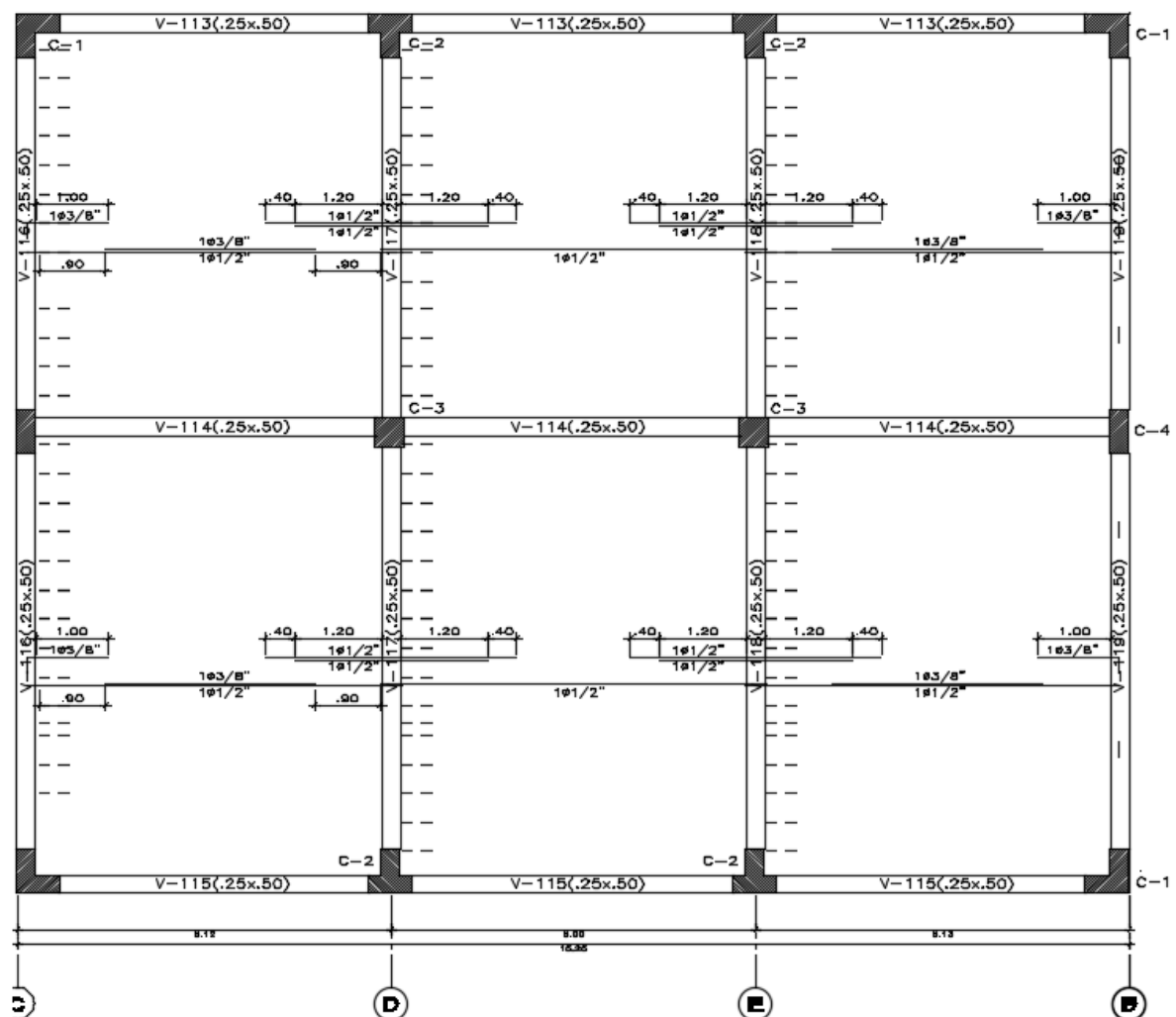
	distintos tipos de Vigas							
	Primer y Segundo Piso							
	HORIZONTALES							
	V - 113 (0.25 x 0.50) - eje 3-4, ByC hasta F							
		1	1	4.23		1.05	4.44	
		1	1	4.40		1.05	4.62	
		1	1	4.23		1.05	4.44	
								27.01
	V - 114 (0.25 x 0.50) - eje 5, ByC hasta F							
		1	1	4.77		0.85	4.05	
		1	1	4.75		0.85	4.04	
		1	1	4.75		0.85	4.04	
								24.26
	V - 115 (0.25 x 0.50) - eje 6, ByC hasta F							
		1	1	4.23		1.05	4.44	
		1	1	4.40		1.05	4.62	
		1	1	4.23		1.05	4.44	
								27.01
	VERTICALES							
	V-116 (0.25 x 0.50) - eje ByC entre 3,4 y 6							
		1	1	4.85		1.05	5.09	
		1	1	5.45		1.05	5.72	
								21.63
	V-117 (0.25 x 0.50) - eje D entre 3,4 y 6							
		1	1	4.95		0.85	4.21	
		1	1	5.55		0.85	4.72	
								17.85
	V-118 (0.25 x 0.50) - eje E entre 3,4 y 6							
		1	1	4.95		0.85	4.21	
		1	1	5.55		0.85	4.72	
								17.85

	V-119 (0.25 x 0.50) - eje F entre 3,4 y 6							
		1	1	4.85		1.05	5.09	
		1	1	5.45		1.05	5.72	
								21.63
						TOTAL: (M2)		157.23

PRESUPUESTO INICIAL

02.	PRESUPUESTO D-1				
01.01.03	COLUMNAS				
01.01.03.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM ²	M3	26.40	429.94	11,349.02
01.01.03.02	ACERO FY = 4200 KG/CM ²	KG	5334.4256	5.17	27,566.57
01.01.04	VIGAS				
01.01.04.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM ²	M3	28.9368	380.41	11,007.99
01.01.04.02	ACERO FY = 4200 KG/CM ²	KG	3902.094	4.20	16,407.03
				COSTO DIRECTO S/.	66,330.61

PLANO ESTRUCTURAL MEJORADO



METRADO OPTIMIZADO

01.01.02 VIGAS DE CIMENTACION

CONCRETO F'C=210

01.01.02.01 KG/CM²

DESCRIP.	LARGO	ANCHO	ALTO	# VECES	M3
EJE C Y F ENTRE 4 Y 6	10.3	0.25	0.8	2	4.12
EJE 6 Y 4 ENTRE C Y F	12.85	0.25	0.8	2	5.14
TOTAL m3					9.26

01.01.02.02 ACERO FY = 4200 KG/CM²

	Descripción	Ø (pulg)	# Elem.	# Piezas/Elem.	Long (m)	Peso (kg/m)	Parcial (Kg)
Eje C Y F entre 4 y 6	longitudinal	5/8	2	6	10.3	1.55	191.58
	long. Acero medio	3/8	2	2	10.3	0.56	23.08
eje C y F	estribos	8 mm	2	69	1.22	0.395	66.51
eje 4 y 6	estribos	8 mm	2	93	1.22	0.395	89.64
Eje 6 Y 4 entre C y F	longitudinal	5/8	2	6	12.85	1.55	239.01
	long. Acero medio	3/8	2	2	12.85	0.56	28.79
TOTAL (kg)							638.61

01.01.03 COLUMNAS

CONCRETO F'C=210

01.01.03.01 KG/CM²

DESCRIP.	LARGO	ANCHO	ALTO	# VECES	M3
C - 1	0.9	0.25	8.38	4	7.542
C - 2	0.95	0.25	8.38	4	7.961

C - 3	0.4	0.4	8.38	2	2.6816
C - 4	0.6	0.25	8.38	2	2.514
C - 5	0.3	0.3	8.38	1	0.7542
				TOTAL (m3)	21.4528

01.01.03.02 ACERO FY = 4200 KG/CM²

Descripción	Ø (pulg)	# Elem.	# Piezas/Elem.	Long (m)	Peso (kg/m)	Parcial (Kg)
C - 1	3/4	4	12	5.54	2.24	595.6608
C - 2	3/4	4	12	5.54	2.24	595.6608
C - 3	3/4	2	8	5.54	2.24	198.5536
C - 4	3/4	2	8	5.54	2.24	198.5536
C - 5	3/4	1	8	5.54	2.24	99.2768
ESTRIBOS						
C - 1	3/8	4	64	1.58	0.56	226.5088
C - 1	3/8	4	64	1.68	0.56	240.8448
C - 2	3/8	4	64	1.68	0.56	240.8448
C - 2	3/8	4	64	1.68	0.56	240.8448
C - 3	3/8	2	64	1.58	0.56	113.2544
C - 4	3/8	2	64	1.68	0.56	120.4224
C - 4	3/8	2	64	0.94	0.56	67.3792
C - 5	3/8	1	64	1.18	0.56	42.2912
C - 5	3/8	1	64	0.78	0.56	27.9552
GANCHOS						
C - 1	3/8	4	128	0.34	0.56	97.4848
C - 2	3/8	4	64	0.34	0.56	48.7424
					TOTAL(kg)	3154.2784

01.01.04 VIGAS

CONCRETO F'C=210

01.01.04.01 KG/CM²

DESCRIP.	LARGO	ANCHO	ALTO	# VECES	M3
NIVEL 1 Y 2					
V - 113 (.25X.50) EJE 4	12.86	0.25	0.5	2	3.215

V - 114 (.25X.50) EJE 5	13.96	0.25	0.5	2	3.490
V - 115 (.25X.50) EJE 6	12.86	0.25	0.5	2	3.215
V - 116 (.25X.50) EJE C	10.3	0.25	0.5	2	2.575
V - 117 (.25X.50) EJE D	10.5	0.25	0.5	2	2.625
V - 118 (.25X.50) EJE E	10.5	0.25	0.5	2	2.625
V - 119 (.25X.50) EJE F	10.3	0.25	0.5	2	2.575
TOTAL (M3)					20.32

01.01.04.02 ACERO FY = 4200 KG/CM²

Descripción	Ø (pulg)	# Elem.	# Piezas/Elem.	Long (m)	Peso (kg/m)	Parcial (Kg)
V - 113 (.25X.50) EJE 4						
LONGITUDINAL	5/8	1	4	16.05	1.55	99.51
ESTRIBOS	3/8	1	112	1.32	0.56	82.7904
V - 114 (.25X.50) EJE 5						
LONGITUDINAL	5/8	1	4	16.05	1.55	99.51
ESTRIBOS	3/8	1	118	1.32	0.56	87.2256
V - 115 (.25X.50) EJE 6						
LONGITUDINAL	5/8	1	4	16.05	1.55	99.51
ESTRIBOS	3/8	1	112	1.32	0.56	82.7904
V - 116 (.25X.50) EJE C						
LONGITUDINAL	3/4	1	4	12.1	2.24	108.416
ESTRIBOS	3/8	1	82	1.32	0.56	60.6144
V - 117 (.25X.50) EJE D						
Longitudinal Sup e Inf	3/4	1	4	12.1	2.24	108.416
refuerzo negativo	3/4	1	1	3.8	2.24	8.512
refuerzo positivo entre 6 y 5	3/4	1	1	3.55	2.24	7.952
refuerzo positivo 5 y 4	5/8	1	1	2.95	1.55	4.5725
refuerzo negativo eje 6 y 4	3/4	1	1	2.4	2.24	5.376
ESTRIBOS	3/8	1	80	1.32	0.56	59.136
V - 118 (.25X.50) EJE E						
Longitudinal Sup e Inf	3/4	1	4	12.1	2.24	108.416
refuerzo negativo	3/4	1	1	3.8	2.24	8.512
refuerzo positivo entre 6 y 5	3/4	1	1	3.55	2.24	7.952

refuerzo positivo 5 y 4	5/8	1	1	2.95	1.55	4.5725
refuerzo negativo eje 6 y 4	3/4	1	1	2.4	2.24	5.376
ESTRIBOS	3/8	1	80	1.32		
V - 119 (.25X.50) EJE F						
LONGITUDINAL	3/4	1	4	12.1	2.24	108.416
ESTRIBOS	3/8	1	82	1.32	0.56	60.6144
					TOTAL (KG)	1218.1902

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

01.01.03 COLUMNAS

CONCRETO F'C=210
01.01.03.01 KG/CM2

	UND	METRADO	CU	PARCIAL
COLUMNAS CONCRET	M3/dia	21.45	429.94	9223.33

RENDIMIENTO	10.00	m³/DIA
JORNADA	8.00	H/DIA

código	RECURSOS	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	
47 000	MANO DE OBRA						126.76
	OPERARIO	HH	1.00	0.80	18.73	14.98	
	OFICIAL	HH	2.00	1.60	15.18	24.29	
	PEON	HH	8.00	6.40	13.67	87.49	
	MATERIALES						281.37
	CEMENTO PORTLAND TIPO 1	BLS		9.73	22.20	216.01	
	ARENA GRUESA	M3		0.52	57.00	29.64	
	PIEDRA CHANCADA 3/4"	M3		0.53	63.90	33.87	
	AGUA (INC. ALMAC Y TRASLADO)	M3		0.19	10.00	1.86	
	EQUI Y HERRAMIENTA						21.80
	HERRAM 3% M.OBRA			0.03	126.76	3.80	
	MEZCLADORA TROMPO 8HP 9P3	HM	1.00	0.80	12.50	10.00	
	VIBRADORA D' CONCRET 4HP 2.4"	HM	1.00	0.80	10.00	8.00	
						C.U	429.94

01.01.03.02 ACERO FY = 4200
KG/CM2

	UND	METRADO	CU	PARCIAL
ACERO COLUMNAS	kg/dia	3154.28	5.17	16300.28

RENDIMIENTO	250.00	Kg/DIA
JORNADA	8.00	H/DIA

código	RECURSOS	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	
47 000	MANO DE OBRA						1.09
	OPERARIO	HH	1.00	0.0320	18.73	0.60	
	OFICIAL	HH	1.00	0.0320	15.18	0.49	
	MATERIALES						4.05
	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 grado 60	KG		1.07	3.50	3.75	
	ALAMBRE NEGRO N° 16	KG		0.050	6.10	0.31	
	EQUI Y HERRAMIENTA						0.03
	HERRAM 3% M. OBRA			0.03	1.09	0.03	
					C.U		5.17

01.01.04 VIGAS

01.01.04.01 CONCRETO F'C=210
KG/CM2

	UND	METRADO	CU	PARCIAL
VIGAS CONCRETRO	M3/dia	20.32	387.14	7866.60

RENDIMIENTO	15.00	m³/DIA
JORNADA	8.00	H/DIA

código	RECURSOS	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	
47 000	MANO DE OBRA						87.25
	OPERARIO	HH	1.00	0.53	19.60	10.45	
	OFICIAL	HH	2.00	1.07	15.72	16.77	
	PEON	HH	8.00	4.27	14.07	60.03	
	MATERIALES						285.27
	CEMENTO PORTLAND TIPO 1	BLS		9.73	22.60	219.90	
	ARENA GRUESA	M3		0.52	57.00	29.64	
	PIEDRA CHANCADA 3/4"	M3		0.53	63.90	33.87	
	AGUA (INC. ALMAC Y TRASLADO)	M3		0.19	10.00	1.86	

	EQUI Y HERRAMIENTA						14.62
	HERRAM 3% M. OBRA			0.03	87.25	2.62	
	MEZCLADORA TROMPO 8HP 9P3	HM	1.00	0.53	12.50	6.67	
	VIBRADORA D' CONCRET 4HP 2.4"	HM	1.00	0.53	10.00	5.33	
					C.U		387.14

01.01.04.02 ACERO FY = 4200
KG/CM2

	UND	METRADO	CU	PARCIAL
ACERO VIGAS	kg/dia	1218.19	4.25	5178.71

RENDIMIENTO	250.00	Kg/DIA
JORNADA	8.00	H/DIA

codigo	RECURSOS	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	
47 000	MANO DE OBRA						1.13
	OPERARIO	HH	1.00	0.0320	19.60	0.63	
	OFICIAL	HH	1.00	0.0320	15.72	0.50	
	MATERIALES						3.09
	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cmm2 grado 60	KG		1.07	2.60	2.78	
	ALAMBRE NEGRO N° 16	KG		0.05	6.10	0.31	
	EQUI Y HERRAMIENTA						0.03
	HERRAM 3% M. OBRA			0.03	1.13	0.03	
					C.U		4.25

PRESUPUESTO OPTIMIZADO

01.	PRESUPUESTO D-2				
01.01.03	COLUMNAS				
01.01.03.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM²	M3	21.45	429.94	9,223.33
01.01.03.02	ACERO FY = 4200 KG/CM²	KG	3154.28	5.17	16,300.28
01.01.04	VIGAS				
01.01.04.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM²	M3	20.32	423.23	8,600.01

01.01.04.02	ACERO FY = 4200 KG/CM ²	KG	1218.19	4.2511472	5,178.71
-------------	------------------------------------	----	---------	-----------	----------

COSTO DIRECTO S/.	39,302.33
--------------------------	-----------

TÍTULO: Mejoramiento del diseño estructural para optimizar el presupuesto en la edificación: "Fabrica Molitalia-Los Olivos", Lima 2019.

PROBLEMA	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS	VARIABLES		SUB-VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	UND.	INSTRUMENTO	TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	POBLACIÓN Y MUESTRA
PG: ¿Al mejorar el diseño estructural en la Fabrica Molitalia, se optimiza el presupuesto del proyecto?	Demostrar si la mejora del diseño estructural de la edificación Fabrica Molitalia-Los Olivos optimiza el presupuesto en el proyecto	El diseño estructural disminuye el presupuesto en un 32% al mejorar el diseño estructural de la edificación Fabrica Molitalia-Los Olivos.	Variable Independent e	Mejoramiento estructural	DISEÑO EN CONCRETO	1. secciones de los elementos 2. uso de la edificación 3. ubicación 4. cargas de la estructura.	1. dimensiones 2. tipo de edificación. 3. tipo de zona . 4. momentos y cortantes.	1. mts 2. - 3. - 5. Kg-m, Kg.	1. Autocad y Planos 2. Norma E030 y Planos 3. Norma E030 y Planos 4. Norma E060, Norma E020 y Especificaciones Técnicas. 5. ETABS, Planos y RNE	El tipo de estudio de la investigación según el propósito es Aplicada. Según su enfoque es cuantitativo, Según su alcance es Correlacional de tipo Correlacional – Causal	Población: Proyectos de estructuras aporticadas para servicios complementarios en Fabricas. Muestra: Módulo 1 de la Edificación Fabrica Molitalia-Los Olivos.
					ANÁLISIS ESTRUCTURAL	1. Análisis estático 2. Análisis dinámico .	1. cortante, distribución de fuerzas 3. derivas y periodos.	1. Ton 2. -, -, , seg.	1. AutoCAD. 2. AutoCAD, Norma E020 y E060. 3. AutoCAD, Norma E030 y Etabs.		

PE1 ¿De que manera el mejoramiento del diseño estructural en relación con el costo del acero optimiza el presupuesto del proyecto?	OE1: Determinar de que manera el mejoramiento del diseño estructural en relación con el costo del acero optimiza el presupuesto en la edificación Fabrica Molitalia-Los Olivos	El mejoramiento del diseño estructural en relación al costo del acero optimiza el presupuesto en la edificación Fabrica Molitalia-Los Olivos	Variable Dependiente	Presupuesto	Costo Directo	1. Metrado de materiales.	1. acero	1. kg/Soles	1. Autocad, Planos, Especificaciones Técnicas.		
PE2 ¿De que manera el mejoramiento del diseño estructural en relación al costo del concreto optimiza el presupuesto del proyecto?	OE2: Determinar de que manera el mejoramiento del diseño estructural en relación con el costo del concreto optimiza el presupuesto en la edificación Fabrica Molitalia-Los Olivos	El mejoramiento del diseño estructural en relación al costo del concreto optimiza el presupuesto en la edificación Fabrica Molitalia-Los Olivos					2. concreto	2. m3/soles	2. AutoCAD, Planos, Especificaciones Técnicas.		

PE3 ¿De que manera el mejoramiento del diseño estructural con relación al costo del encofrado optimiza el presupuesto del proyecto	OE3: Determinar de que manera el mejoramiento del diseño estructural en relación con el costo del encofrado optimiza el presupuesto en la edificación Fabrica Molitalia-Los Olivos	El mejoramiento del diseño estructural en relación al costo del encofrado optimiza el presupuesto en la edificación Fabrica Molitalia-Los Olivos					3. encofrado	3. m2/solos	2. AutoCAD, Planos, Especificaciones Técnicas.		
--	---	--	--	--	--	--	--------------	-------------	--	--	--

Mejoramiento del diseño estructural para optimizar el presupuesto en la edificación: "Fabrica Molitalia-Los Olivos", Lima 2019.